

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Lex meue -
planches au 2^e

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

PONT - BIAIS

A

POUTRES POST - CONTRAINTES

Proposé par :
ENROA

Etudié par :
ZERGOUG Boualem
TOUATI Ahmed-Yazid

Dirigé par :
Mr. P. BONNEVILLE

11 PLANCHES

PROMOTION : Janvier 86

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- REMERCIEMENTS.	
- PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET VUES D'ENSEMBLE	
- CARACTERES MECANIQUES DES MATERIAUX ET CONTRAINTES ADMISSIBLES	1
- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS	3
- CHARGES ET SURCHARGES	6
- DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES POUTRES	13
- ETUDE DE LA TORSION	23
- CALCUL DE LA DALLE	25
- ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE	33
- PERTES ET CHUTES DE TENSION	39
- VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	44
- JUSTIFICATIONS VIS A VIS DES CONTRAINTES TANGENTES	48
- VERIFICATION A LA RUPTURE	55
- DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES AUX ANCRAGES	57
- CALCUL DES DEFORMATIONS	59
- JOINT DE CHAUSSEE	63
- APPAREILS D'APPUI	64
- ETUDE DE LA PILE	73
- ETUDE DE LA CULEE	79
- ETUDE DES FONDATIONS	88
- BIBLIOGRAPHIE	

Remerciements

On tient tout particulièrement à adresser nos remerciements à notre promoteur (Monsieur P. BONNEVILLE pour son aide et sa gentillesse.

Nous remercions Sincèrement (Messieurs :

- CHIKH (Ingenieur à la SEROA)
- YAGMMOUR (Ingenieur à la SEROA)
- MARICH : (Docteur. ingenieur "viaduc")

Ainsi que messieurs - GASSEM mustapha et CHABANE Omar,
et le personnel technique de la SEROA.

Dedicaces.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce modeste travail à :

- Mon père

- Ma mère

dont je comprend la valeur de leurs Sacrifices et mon
immense dette de gratitude.

Yazid
7

بسم الله الرحمن الرحيم

Je dedie ce travail à :

- Mon père

- Ma mère

- À la mémoire de ma grand-mère que son âme
repose en paix.

- À tout les membres de ma famille

Boualem
7

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

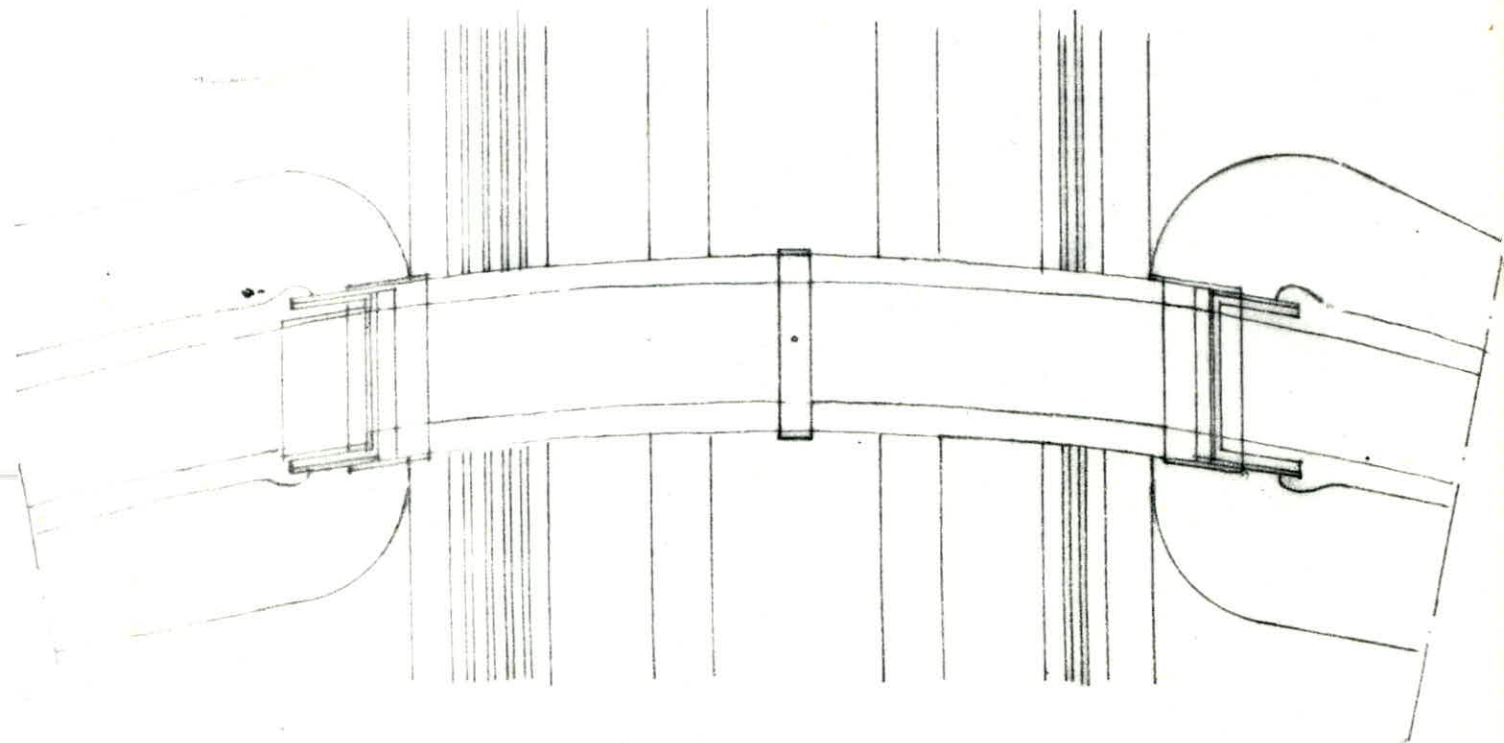
Notre projet consiste en l'étude d'un pont biais à poutres multiples post-contraintes (precontraintes par post-tension). Il se situe sur la Radiale oued ouchnia et englobe la rocade Sud d'ALGER.

La portée du pont est de 54 m, composée de deux travées indépendantes de 26,45 m chacune. La largeur roulable est de 8 m. Les deux trottoirs ont chacun une largeur de 1,60 m.

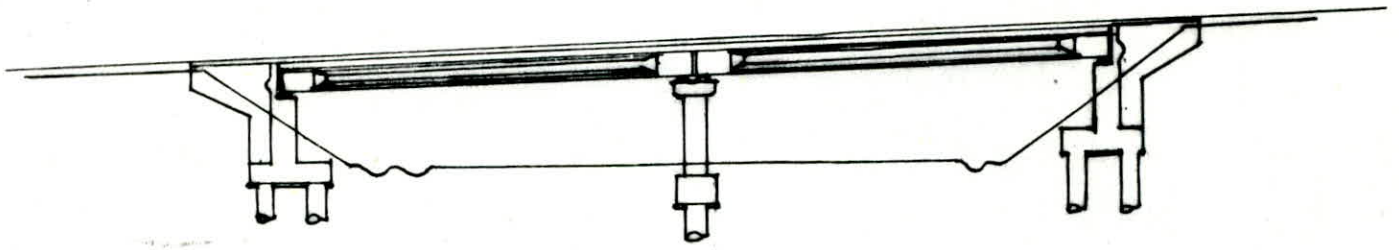
L'étude de l'avant projet a donné les caractéristiques suivantes :

- Le Tablier est courbe (Rayon = 175 m) et constitué par :
 - x un hourdis de 20 cm d'épaisseur, revêtu d'une couche d'asphalte enrobé de 8 cm. Le Hourdis est en Béton armé et coulé sur place.
- Huit poutres principales en Béton précontraints préfabriquées. Ces poutres sont jointives et l'entre-axe est de 1,40 m.
- Les Appareils d'appui sont en caoutchouc fretté du Type SEMPERIT, ils sont fixés sur des dés d'appuis.
- La pile comporte un chevron de 11 m de long, supporté par 3 fûts de 1,20 m de diamètre. Ces derniers reposent sur une semelle.
- La culée adoptée est une culée massive comportant un mur de front, 2 murs en retour de 0,70 m d'épaisseur et un mur garde-grève. Tous ces éléments sont en Béton armé.
- Les résultats de l'étude du sol ont conduit à opter pour des fondations profondes, ils seront constitués par des pieux forés en Béton armé de 1,20 m de diamètre.

VUE EN PLAN Ech 1/500

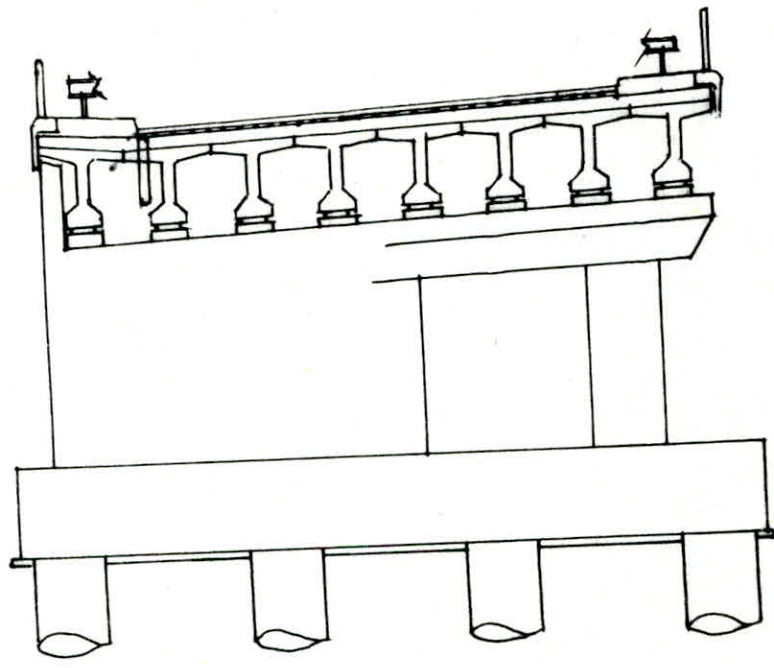


COUPE LONGITUDINALE Ech 1/500

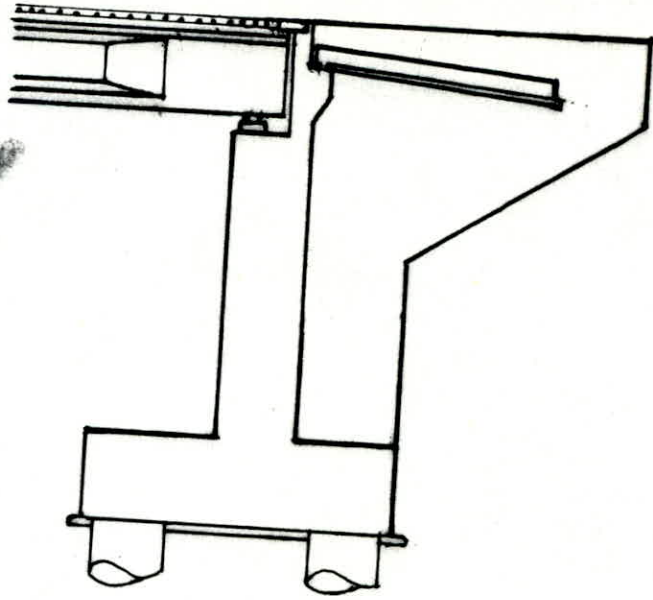


المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

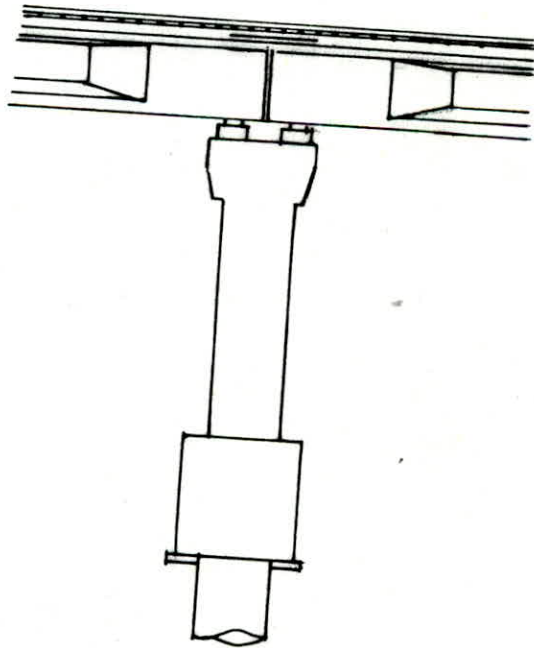
COUPE TRANSVERSALE Ech 1/125



DETAIL DE LA CULEE Ech $\frac{1}{125}$



DETAIL DE LA PILE Ech $\frac{1}{125}$



CARACTERES MECANQUES DES MATERIAUX ET CONTRAINTES ADMISSIBLES

1. Beton armé

1.1 Beton : le beton sera conforme aux regles CCBA 68

- ciment CPA 325
- Dosage du beton : 400 kg/m³
- Controle strict
- Diametre des plus gros granulats C_g = 25 mm.

Contrainte admissible de compression :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{20} \quad \sigma'_{20} = 300 \text{ bars}$$

α : coefficient qui depend de la classe du ciment ($\alpha=1$, ciment 250/325)

β : coefficient qui tient compte de la nature du controle ($\beta=1$ strict)

γ : coefficient dependant de l'epaisseur relative des element et des dimensions des granulats ($\gamma=1$; $\frac{h_m}{2C_g} > 1$; h_m epaisseur de la piece)

δ : depend du type de sollicitation :

$\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{en compression simple.} \\ 0,6 & \text{en flexion simple.} \end{cases}$

$\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{en compression simple.} \\ 0,6 & \text{en flexion simple.} \end{cases}$

$\min(0,3(1 + \frac{e_0}{3e_1}) ; 0,6)$: flexion composee avec :

e_0 : excentricite de la charge

e_1 : limite du noyau central

Quand il s'agit d'une sollicitation totale ponderee du 1^{er} genre la valeurs de δ trouvees sont multipliees par 1,5

ε : depend de la forme de la section et de la mo

1 en flexion pour les sections rectangulaires :

$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{en flexion} \\ 1 & \text{en compression simple} \end{cases}$

Pour les autres cas $0,5 \leq \varepsilon \leq 1$

On a donc :

+ En compression simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 300 = 90 \text{ bars.}$

+ En flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 300 = 180 \text{ bars.}$

Contrainte de reference en Traction :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{20} \quad \text{avec} \quad \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{20}} = 0,0255$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars.}$$

1-2 Aciers :

$\bar{\sigma}_{en}$: contrainte d'elasticite nominale.

ρ_s : 2/3 pour les sollicitation du 1^{er} genre.

Diametre	$\bar{\sigma}_{en}$		$\bar{\sigma}_s$	
$\phi \leq 20 \text{ mm}$	4200 kg/cm ²	4120 bars	2800 kg/cm ²	2746 bars
$\phi \geq 20 \text{ mm}$	4000 kg/cm ²	3920 bars	2667 kg/cm ²	2613 bars

Contrainte de traction. imposée imposée par la condition de fissuration:
 Dans le cas où la fissuration est nuisible à la bonne tenue de l'ouvrage,
 on limite la contrainte admissible dans les aciers. la valeur Maximale de
 la contrainte dans les aciers sera limitée par la plus grande des deux
 valeurs suivantes

$$\begin{cases} \sigma_1 = k \frac{\omega}{\phi} \frac{\omega_f}{1+10\omega_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\omega}{\phi} \bar{\sigma}_b} \end{cases}$$

ϕ diamètre nominale de la plus grosse des barres tendues [en mm].

k coefficient dépendant de l'importance de la fissuration

$\bar{\sigma}_b$ contrainte de référence du béton de traction (en bars).

ω coefficient de fissuration $\omega = 1,6$ pour les aciers H.A.

$\omega_f = \frac{A}{B_f}$ pourcentage de fissuration; A : section totale des barres tendues
 B_f : section d'enrobage de ces barres.

Contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme.

pour pouvoir utiliser les armatures d'âme droites; il faut que la
 condition suivante soit vérifiée

$$\begin{cases} \sigma_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_{b0} \\ \sigma_b \leq 4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'} \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b' \leq 2 \bar{\sigma}_b' \end{cases}$$

Dans ce cas $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_b$ avec $\rho_{at} = \begin{cases} \max \left\{ \left(1 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right), \frac{2}{3} \right\} & \text{pas de reprise} \\ \frac{2}{3} & \text{de bétonnage} \\ & \text{immédiate.} \end{cases}$

Contrainte d'adhérence admissible.

$$\bar{\tau}_d = \begin{cases} 2 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les poutres} \\ 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les dalles et hourdis.} \end{cases}$$

avec $\psi_d =$ coefficient de scellement droit ($\psi_d = 1,5$ pour les H.A.).

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton

Homogénéité des résistances acier-béton

la résistance du béton doit être en rapport avec celle des armatures

$$\bar{\sigma}_b' > 20 (1 + 1,25 \psi_d) \text{ en bars.}$$

$$\psi_d = 1,5 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 90 \text{ bars} > 20 (1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5 \text{ bars.}$$

Béton précontraint

Béton: résistance nominale: - Compression: $\sigma_u = \sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$
 - traction $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 906 \sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles: selon les dispositions de l'IP1 les contraintes admissibles sont

$$\begin{aligned} \text{- En Compression: } \bar{\sigma}' &= \begin{cases} 0,42 \sigma_u = 168 \text{ kg/cm}^2 & \text{En service.} \\ 0,55 \sigma_u = 220 \text{ kg/cm}^2 & \text{En construction} \end{cases} \\ \text{- En Traction: } \bar{\sigma} &= \begin{cases} 0,42 \sigma_n = 13 \text{ kg/cm}^2 & \text{En service.} \\ 0,55 \sigma_n = 17 \text{ kg/cm}^2 & \text{En construction} \end{cases} \end{aligned}$$

Armatures (câblage).

les câbles utilisés sont du type: FREYSSINET: GT13; les caractéristiques sont:

- module d'élasticité; $E_s = 2 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$.
- résistance de rupture Garantie $R_g = 114,5 \text{ t}$
- résistance de déformation Garantie ($T_g = 89,5 \text{ t}$) - section utile ($W = 5,58 \text{ cm}^2$)
- Diamètre extérieur de ($\phi_{ext} = 5,05 \text{ cm}$)

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

Dimensionnement des poutres:

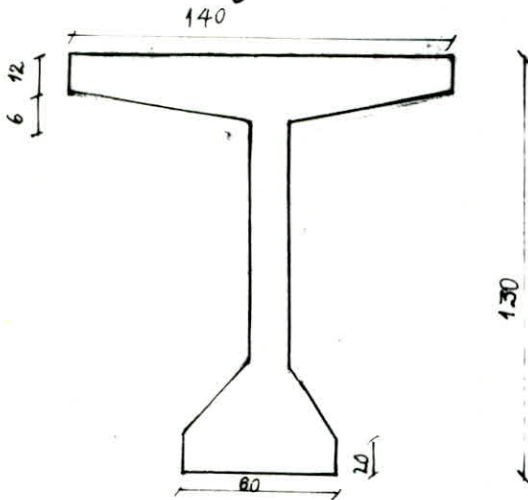
le réalisateur (SEROA) disposant de moules Métallique de dimensions Standard ou choisira les dimensions suivantes.

hauteur Totale : $R_t = 1,30$ m.

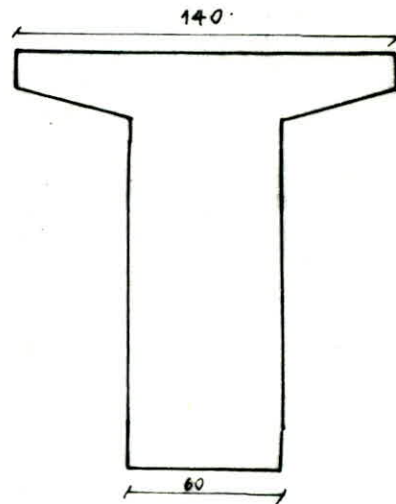
largeur de la table $b = 1,40$ m.

Epaisseur de l'ame: En travée : $e = 18$ cm ; à l'about. $e = 60$ cm.

largeur du talon : $b = 60$ cm.



En Travée.



A l'about.

Caracteristiques des sections brutes

un rectangle de hauteur h et de largeur $b \Rightarrow I_a = \frac{b h^3}{3}$; $S_a = \frac{b h^2}{2}$
d'où $I_a = S_a \cdot z'$ et $z' = \frac{2}{3} h$; Δ coïncide avec (A).

pour d'autres rectangles ou triangles ; on applique le théorème de STEINER $I_a = I_o + B_o z'^2$:

avec : I_a : Moment d'Inertie / (A)

S_a : Moment Statique / (A)

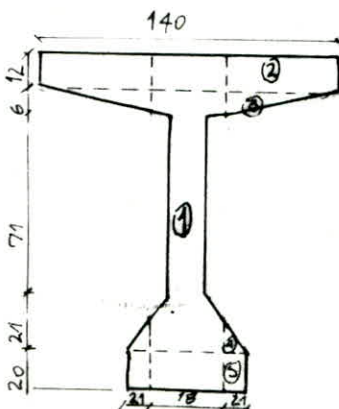
z' : distance de l'axe passant par le centre de Gravité de la section (A)

I_o : Moment d'Inertie par rapport au Centre de Gravité

(A) : l'axe passant par la fibre supérieure

Section de calcul :

poutre seul (En travée)



Designation de la section	Dimension [cm]	Aire B_o [cm ²]	z [cm]	$S_a = B_o z$ cm ³	z' [cm]	$I_a = S_a z'$ [cm ⁴]
Ame ①	18 x 130	2340	65	152400	6667	10182507
table rectangulaire ②	61 x 12 x 2	1464	6	8784	8	70272
triangle sans table ③	2 x $\frac{61 \cdot 6}{36}$	366	14	5124	14	71736
I_o triangle sans table ③	2 x $\frac{61 \cdot 6^3}{36}$	—	—	—	—	732
Talon rectangulaire ④	2 x 21 x 20	840	120	100800	120	12096000
I_o talon rectangulaire ④	2 x $\frac{21 \cdot 20^3}{12}$	—	—	—	—	28000
Gousset sur talon ⑤	2 x $\frac{21 \cdot 21^2}{12}$	441	103	45423	103	4678569
I_o Gousset sur talon ⑤	2 x $\frac{21 \cdot 21^3}{36}$	—	—	—	—	10804,5
Section brute $B = 5457$; $S_a = 312231$; $I_a = 30138620,50$.						

Position du centre de gravité.

$$V_s = \frac{S_A}{B} = \frac{312231}{5451} \approx 57,28 \text{ cm}$$

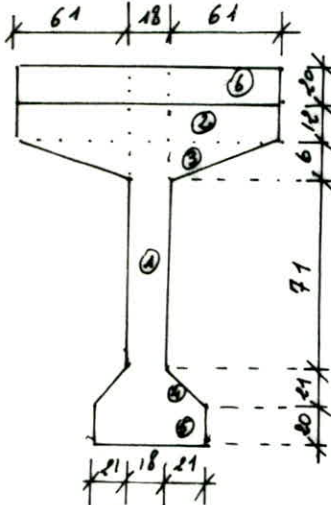
$$V_i = h_t - V_s = 130 - 57,28 = 72,72 \text{ cm}$$

$$I_G = I_0 - S_A V_s = 301386 \cdot 20,50 - (312231)(57,28) = 12254028,82 \text{ cm}^4$$

$$i_G = \frac{I_G}{B} = \frac{12254028,82}{5451} = 2248,03 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{i_G^2}{V_s \cdot V_i} = \frac{2248,03}{(57,28)(72,72)} = 0,54$$

Poutre Avec Dalle



Designation des sections	Dimension [cm]	Aire \$B_0\$ [cm\$^2\$]	\$Z\$ [cm]	\$S_A = B_0 \cdot Z\$ [cm\$^3\$]	\$Z'\$ [cm]	\$I_A = S_A \cdot Z\$ [cm\$^4\$]
Ame ①	18x130	2340	85	198900	85	16906500,0
\$I_0\$ Ame	18x130 ³	—	—	—	—	3295500,0
Table rect ②	61x12x2	1464	26	38064	26	989664,0
Triangle ③	2x 61x6	366	34	12444	34	423096,0
\$I_0\$ Triangle	2x 61x6 ³	—	—	—	—	432
Table rect ④	2x 24x20	840	140	117600	140	16464000,0
\$I_0\$ table rect	2x 24x20 ³	—	—	—	—	2666,67
Goussier sur table ⑤	2x 21x21	441	123	54243	123	6671889,0
\$I_0\$ goussier sur table	2x 21x21 ³	—	—	—	—	10904,5
Hourdis ⑥	140x20	2800	10	28000	13,33	372240,0
\$I_0\$ table rect ⑦	2x 61x 12 ³	—	—	—	—	1766,0

Section brute \$B = 8251 \text{ cm}^2\$ \$S_A = 449251 \text{ cm}^3\$ \$I_0 = 45155660,17 \text{ cm}^4\$

Position du centre de gravité:

$$V_s = \frac{S_A}{B} = \frac{449251}{8251} = 54,45 \text{ cm}$$

$$V_i = h_t - V_s = 150 - 54,45 = 95,55 \text{ cm}$$

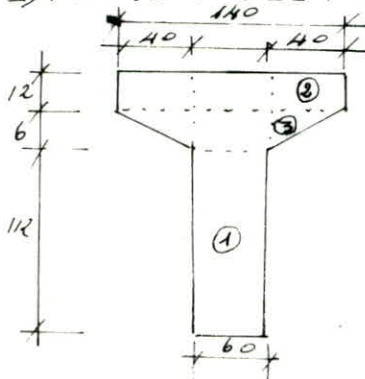
$$I_G = I_0 - S_A V_s = 45155660,17 - (449251)(54,45) = 20693943,22 \text{ cm}^4$$

$$i_G = \frac{I_G}{B} = \frac{20693943,22}{8251} = 2508,05 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{i_G^2}{V_s \cdot V_i} = \frac{2508,05}{54,45 \times 95,55} = 0,48$$

Calcul de la poutre ci l'about (\$h_t = 1,3 \text{ m}\$, \$b = 14 \text{ m}\$, \$e = 60 \text{ cm}\$, \$b' = 60\$)

1) POUTRE SEULE.



DESIGNATI DE LA SECTION	DIMENSI [cm]	AIRE \$B_0\$ [cm\$^2\$]	\$Z\$ [cm]	\$S_0 = B_0 \cdot Z\$ [cm\$^3\$]	\$Z'\$ [cm]	\$I_A = S_0 \cdot Z\$ cm\$^4\$
AIME ①	60x130	7800	65	507000	86,67	43941690
TABLE ②	2x40x12	960	6	5760	8	46080
TRIANGLE ③	2x 6x40	240	14	3360	14	47040
\$I_0\$ TRIANGLE SOMA TABLE	40x6 ³ x2	—	—	—	—	480

\$B = 9000 \text{ cm}^2\$ \$S_0 = 516120 \text{ cm}^3\$ \$I_0 = 44035290 \text{ cm}^4\$

Position du C.D.G.

$$V_s = \frac{S_A}{B} = \frac{516120}{9000} = 57,35 \text{ cm}$$

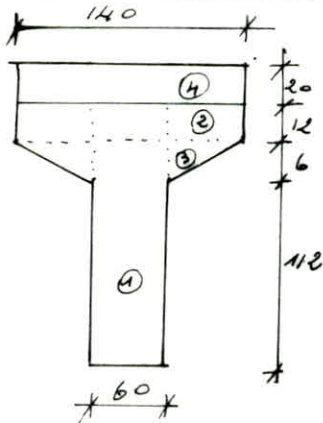
$$V_i = 42,65 \text{ cm}$$

$$I_G = 14435808 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 1603,98 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,38$$

Poutre + dalle (à l'about).



DESIGNATION DES SECTIONS	Dimension [cm]	Arc Bo [cm²]	Z [cm]	S ₀ = B ₀ Z [cm³]	Z' [cm]	I ₀ = S ₀ Z' [cm⁴]
Arc ①	130x60	7800	85	663000	85	56355000
I ₀ Arc ①	60 x $\frac{130^3}{12}$	-	-	-	-	10985000
Table rect ②	2x40x12	960	26	24960	26	648960
I ₀ table rect ②	2(40 x $\frac{12^3}{12}$)	-	-	-	-	11520
Triangle ③	2x6x $\frac{12}{2}$	240	34	8160	34	277440
I ₀ triang. ③	2(40 x $\frac{6^3}{12}$)	-	-	-	-	480
Hourdis ④	140x20	2800	10	28000	13,33	373240

$$B = 11800 \text{ cm}^2$$

$$S_0 = 724120 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = 68651640 \text{ cm}^4$$

Position du C.D.G.

$$V_s = 61,37 \text{ cm}; V_i = 88,63 \text{ cm}; I_G = 24212395,6 \text{ cm}^4; i^2 = 2051,9 \text{ cm}^2; \rho = 0,38$$

TABLEAU RECAPITULATIF.

SECTION	MEDIANE		ABOUT	
	POUTRE SEULE	AVEC dalle	POUTRE SEULE	AVEC dalle
B [cm²]	5451	8251	9000	11800
S ₀ [cm³]	312231	449251	516120	724120
I ₀ [cm⁴]	3013862050	4515566017	44035290	68651640
V _s [cm]	57,28	54,45	57,35	61,37
V _i [cm]	72,72	95,55	72,65	88,63
I _G [cm⁴]	12254028,82	20693943,22	14435808	24212395,6
i ² [cm²]	2248,03	2508,05	1603,98	2051,90
ρ	0,540	0,482	0,377	0,385

Section nette: valeurs approximative car nombre de cables inconnues

TABLEAU recapitulatif: valeurs geometriques des sections nettes:

CARACTERISTIQU	SECTION MEDIANE		SECTION D'ABOUT	
	POUTRE SEULE	avec dalle	POUTRE SEULE	avec dalle
B [cm²]	5178,45	7838,45	8550,00	11210,0
S ₀ [cm³]	287252,52	413310,92	474830,4	666190,4
I ₀ [cm⁴]	27124758,45	40640094,15	39631761	61786476
V _s [cm]	55,47	52,73	55,54	59,43
V _i [cm]	74,53	97,27	74,42	90,57
I _G [cm⁴]	11190861,17	18846209,34	13259680,56	26194780,5
i ² [cm²]	2161,04	2404,33	1550,84	1979,31
ρ	0,523	0,469	0,375	0,368

$$B_{net} = 0,95 B_{brute}$$

$$I_{net} = 0,9 I_{brute}$$

$$S_{net} = 0,92 S_{brute}$$

CHARGES ET SURCHARGES

des hypothèses de calcul des ouvrages d'art sont rassemblés dans:

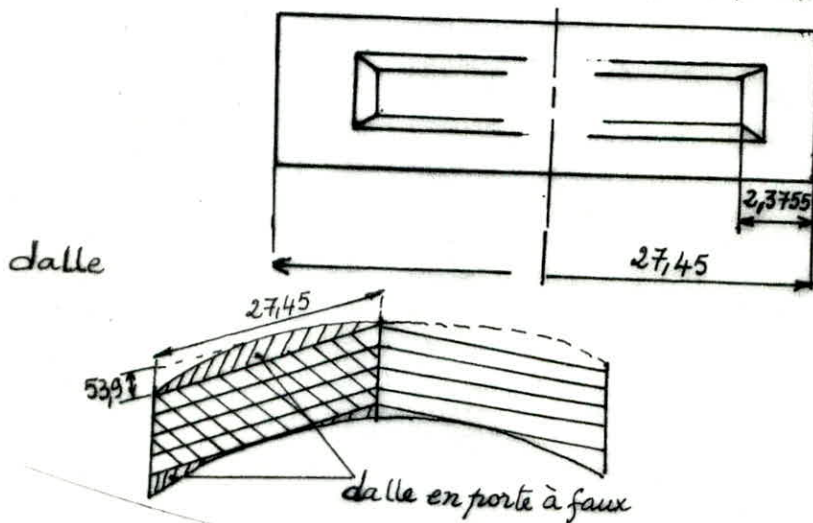
- Cahier de charge : données concernant les sollicitations à prendre en compte dans le calcul des efforts
- C.P.C. Cahier de prescription commune : qui définit les surcharges réglementaires

Pour notre cas on a 2 travées identiques, on calculera les efforts revenant à une seule travée avec longueur de la travée $L = 26,45$ m
 On distinguera : les charges A_L (charge répartie) ; les charges B (B_r, B_t, B_c) ; les charges militaires $M_c 130$; charge exceptionnelle D

2. Calcul des Efforts

2-1 Charges permanentes

Poutres : $[0,5451 \times (27,45 - 2 \times 2,3755) + 0,900 \times 2 \times 2,3755] \times 2,5 \times 8 = 332,98t$



trottoirs - Corriches

$$2,5 [0,24 \cdot 1,75 + 0,40 \cdot 0,15] \times 2 \times 27,45 = 65,88t$$

revêtement

$$2,2 \cdot 0,08 \cdot 8 \cdot 27,45 = 38,65t$$

glissi + garde corps

$$0,15 \cdot 27,45 \cdot 2 = 8,235t$$

Hourdis

= Hourdis sur poutres + Hourdis en porte à faux ($L = 53,9$ cm)

$$= 2,5 \cdot 0,20 \cdot 11,2 \cdot 27,45 + 0,539 \cdot 0,20 \cdot 27,45 \times 2,5 = 161,12t$$

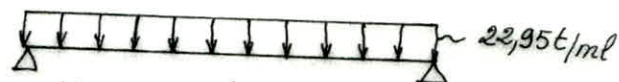
$$q = \frac{606,87}{26,45} = 22,95 t/ml$$

avec $\Sigma = 606,87t$

Calcul des efforts

1-1 Charges permanentes

Schema Statique



$M_0(x)$ à une distance x :

$$M_0(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2}$$

Section	0	0,1	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
M [t.m]	0	722,5	1284,47	1685,87	1926,70	2006,98

Effort tranchant : $T(x) = \frac{qL}{2} - qx$

Section	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
T [t]	303,51	242,81	182,11	121,40	60,70	0

1-2 Surcharge A(L)

- Caractéristique du pont :

$v_r = v_s = 8 \text{ m}$

$N = E (v_s/3) \Rightarrow N = E(8/3) = E(2,66) = 2$

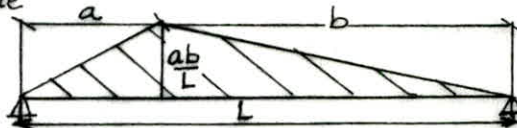
$v_r = 8 \text{ m}$ front de 1^{er} classe

$v_v = \frac{v_s}{N} = \frac{8}{2} = 4,00 \text{ m}$ $L_0 = 3,50$ pont de 1^{er} classe

- Surcharge A ; $A = K \cdot A_L \cdot \frac{L_0}{v_v}$

$A_L = 230 + \frac{36000}{L+12}$; $K = 1$ pour 1 ou 2 voies

L : longueur déterminée à partir de la ligne d'influence, ligne d'influence de moment flechissant pour une section de distance d de l'appui de gauche



Dans chaque section en chargeant toute la travée on obtient le moment maxi d'où $L = 26,45 \text{ m}$; $A_L = 230 + \frac{36000}{26,45+12} = 1166,3 \text{ kg/m}^2$

$A = 1166,3 \times 1 \times \frac{3,5}{4,0} = 1020,5 \text{ kg/m}^2$

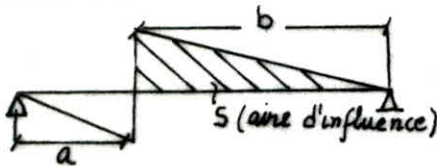
pour une voie chargée $q = A \cdot v_r = 1020,5 \times 4 = 4,082 \text{ t/ml}$

pour deux voies chargées $q = 2 \cdot A \cdot v_r = 2 \cdot 1020,5 \times 4 = 8,164 \text{ t/ml}$

Moment flechissant : $M = S \times q$ avec $S = ab/2$

Section	0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
1 trottoir	0	128,509	228,463	299,857	343,693	356,972
2 trottoirs	0	257,018	456,925	599,713	685,385	713,944

Effort tranchant



d'effort tranchant est maximal au droit de la section de distance a de l'appui, en charge la partie la plus grande des deux parties (distance b) d'ou

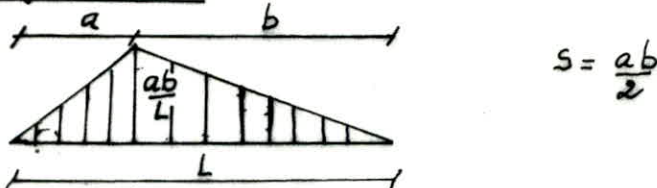
Aire d'influence $S = \frac{b^2}{2L}$

ligne d'influence de l'effort tranchant pour une section distante de a de l'appui gauche

Effort tranchant maximal : $T = qS = \frac{qb^2}{2L}$

Section	0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
A [t/m ²]	1,0205	1,235	1,316	1,4097	1,522	1,657
T [t]						
1 voie chargée	53,985	52,919	44,555	36,541	28,985	21,914
2 voies chargées	107,97	105,837	89,109	73,082	57,970	43,828

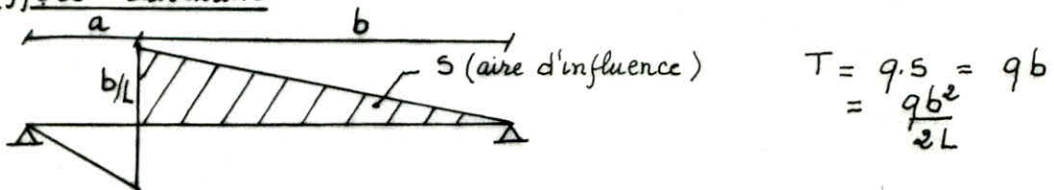
1-3 Surcharge de trottoirs
 D'après le CPC article 11 ; la surcharge de trottoir à prendre en compte pour la justification des poutres principales est uniformément répartie et vaut $0,15 \text{ t/m}^2$
Moment flechissant :



Pour un trottoir chargé $q = 0,15 L_t = 1,6 \times 0,15 = 0,24 \text{ t/ml}$
 Pour deux trottoirs chargés $q = 2 \cdot 0,15 \cdot 0,6 = 0,48 \text{ t/ml}$
 $M = q \cdot s = qab/2$

	Section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
M [t.m]	1 trottoir chargé	0	7,556	13,433	17,630	20,139	20,988
	2 trottoirs chargés	0	15,111	26,865	35,260	40,277	41,976

Effort tranchant



	Section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
T [t]	1 trottoir chargé	3,175	2,571	2,031	1,555	1,143	0,794
	2 trottoirs chargés	6,349	5,146	4,063	3,110	2,285	1,587

1-4 Surcharge Bc

Calcul de Majoration dynamique δ : $\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L}$

1-4-1 Calcul du coefficient de majoration δ

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4P/S}$$

L : longueur de la travée
 P : poids total du tablier
 S : Surcharge max qu'on peut appliquer à cette travée : $S = nbc \times 60 \text{ [t]}$

Pour un convoi $b_c = 1,2$, $S = 1,2 \times 60 = 72 \text{ t}$, $\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 26,45} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{60 \cdot 72}{72}}$

Pour deux convois $b_c = 1,1$, $S = 2 \cdot 1,1 \cdot 60 = 132 \text{ t}$, $\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 26,45} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{60 \cdot 132}{132}} = 1,095$

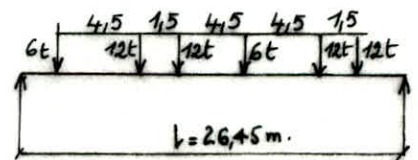
1-4-2 Détermination de la section dangereuse

Pour déterminer l'abscisse de la section dangereuse, on utilise le théorème de Baire

$$\sum_{k=1}^n P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{k=1}^n P_k \quad (1)$$

$$R \cdot x = 6 \cdot 0 + 12 \cdot 4,5 + 12 \cdot 6 + 6 \cdot 10,5 + 12 \cdot 15 + 12 \cdot 16,5$$

$$x = \frac{567}{60} = 9,45 \text{ m. (de } P = 6 \text{ t)}$$

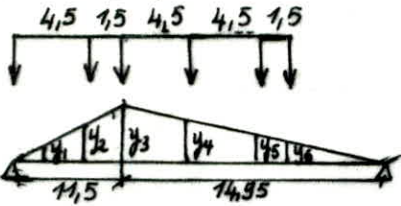


Charge placée à x donnant le moment max : pour cela on applique (1)

P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
6	12	12	6	12	12
$0 < x_0 < 6$	$6 \leq x_0 \leq 18$	$18 < x_0 \leq 30$	$30 \leq x_0 \leq 36$	$36 \leq x_0 \leq 48$	

P_3 et P_4 donne le moment maximal

Pour P_3 place



$$y_3 = \frac{ab}{L} = 6,5$$

$$M_{\max} = \sum P_i y_i = 246 \text{ t.m pour 2 files de Rose}$$

$$M_{\max} = 492 \text{ t.m pour 4 files de Rose}$$

Pour P_4 on trouve $M = 488 \text{ t.m.}$

1.4.3 Calcul des moments en différentes sections

de moment flechissant dans une section de distance a de l'appui de gauche, du à un ensemble de charges est maximal au droit d'une charge P_i si la condition suivante est vérifiée

$$\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^i P_{\alpha} > \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i+1}^n P_{\alpha} \quad (\text{Si on déplace } P_i \text{ à gauche de la section})$$

$$\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} < \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i}^n P_{\alpha} \quad (\text{Si on déplace } P_i \text{ à droite de la section})$$

nous effectuerons les calculs pour une seule section, pour les autres sections on donnera la disposition la plus défavorable et le moment engendré

Au droit de $P_1 = 12 \text{ t}$

$$(1) \frac{12}{2,645} > \frac{48}{23,76} \text{ oui}$$

$$(2) \frac{0}{2,645} < \frac{60}{23,76} \text{ oui}$$

au droit de $P_4 = 12 \text{ t}$

$$(1) \frac{42}{2,645} > \frac{18}{23,76} \text{ oui}$$

$$(2) \frac{30}{2,645} < \frac{30}{23,76} \text{ oui}$$

au droit de $P_2 = 12 \text{ t}$

$$(1) \frac{24}{2,645} > \frac{36}{23,76} \text{ oui}$$

$$(2) \frac{12}{2,645} < \frac{48}{23,76} \text{ non}$$

au droit de $P_3 = 12 \text{ t}$

$$(1) \frac{54}{2,645} > \frac{6}{23,76} \text{ oui}$$

$$(2) \frac{42}{2,645} < \frac{18}{23,76} \text{ non}$$

au droit de $P_5 = 6 \text{ t}$

$$(1) \frac{30}{2,645} > \frac{30}{23,76} \text{ oui}$$

$$(2) \frac{24}{2,645} < \frac{36}{23,76} \text{ non}$$

au droit de $P_6 = 6 \text{ t}$

$$(1) \frac{60}{2,645} > \frac{0}{23,76} \text{ oui}$$

$$(2) \frac{54}{2,645} < \frac{6}{23,76} \text{ non}$$

les charges P_1 et P_4 ; qui sont susceptible de produire le moment maximal à la section considéré. Après avoir fait les calculs nous avons trouvés que la charge $P = 12 \text{ t}$ donnait de moment maximal à la section 9,1 L.

On donnera pour toutes les sections les valeurs de M_{\max} et T_{\max} dans le tableau suivant.

Section	Disposition la plus défavorable pour moment M	$M_{max} = \sum P_i y_i$ [t.m]	Disposition la plus défavorable par l'effort tranchant T	$T_{max} = \sum P_i y_i$ [t]
0,0L		0		82,488
0,1L		200,52		75,936
0,2L		338,64		63,936
0,3L		434,30		51,936
0,4L		488,16		49,30
0,5L		478,2		29,446

Nous regroupons dans les tableaux suivants les moments fléchissants et efforts tranchants maximaux au droit de charge, section produit par BC

Moment fléchissant : $M = \delta \cdot bc \cdot M_{max}$
 1 convois - $\delta = 1,081$ $bc = 1,2$
 2 convois - $\delta = 1,095$ $bc = 1,1$

Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
1 convois	0	130,057	219,642	281,687	316,621	310,160
2 convois	0	241,526	407,882	523,114	587,989	575,992

Effort tranchant : $T = \delta \cdot bc \cdot T_{max}$

Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
1 convois	53,502	49,252	41,469	33,686	26,139	19,097
2 convois	99,357	91,465	77,011	62,557	48,541	35,468

Surcharge Militaire Mc 120

La surcharge militaire Mc 120 comporte 2 chemises ; masse totale égale à 110t uniformément répartie sur une longueur de 6,1m dans le sens longitudinal.

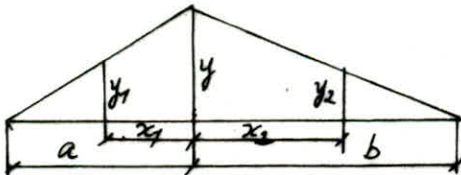
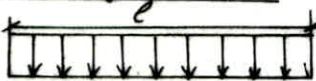
$q = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml}$

Calcul du Coefficient de majoration dynamique : $\delta = 1 + \frac{qL}{1+0,2L} + \frac{qS}{1+4P/S}$

avec $L = 26,45 \text{ m}$ portée de la travée
 $P = 607$ poids total du tablier correspondant à la travée
 $S = 110 \text{ t}$ Surcharge qu'on peut appliquer à cette travée.

$\delta = 1 + \frac{qL}{1+0,2 \cdot 26,45} + \frac{qS}{1+4 \cdot \frac{607}{110}} = 1,090$

Moment fléchissant

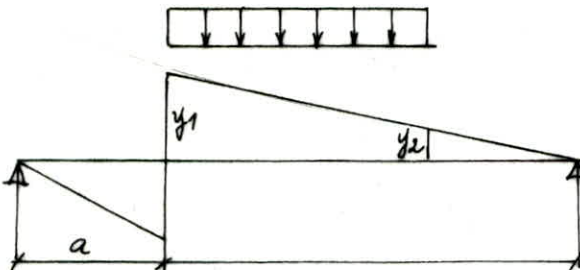


$S = \frac{(y+y_1)x_1}{2} + \frac{(y+y_2)x_2}{2}$; $\begin{cases} y = \frac{ab}{L} \\ y_1 = \frac{a-x_1}{a}y \\ y_2 = \frac{b-x_2}{b}y \end{cases}$

$S = \frac{ab}{L} \left(1 - \frac{l}{2L}\right)$
 $M = \delta q \cdot S_{max}$

Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
M [t.m]	0	252,470	448,836	589,097	673,254	701,307

Effort tranchant



$y_1 = \frac{b}{L}$ et $y_2 = \frac{b}{L} \left(1 - \frac{l}{b}\right)$
 $S = \frac{1}{2} b \frac{l}{L} \left(2 - \frac{l}{b}\right)$

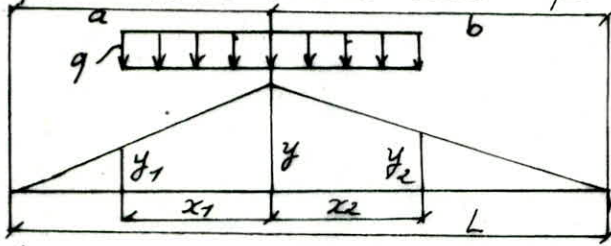
Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
T [t]	106,059	94,069	82,081	70,093	58,105	46,117

Convoi Exceptionnelle D (C_D)

La surcharge de C_D a une masse totale de 240 tonnes réparties uniformément sur une longueur de 18,60 mètres suivant le sens longitudinal $q = \frac{240}{18,6} = 12,903 \frac{t}{m}$

Moment fléchissant

nous procédons de la même manière que la surcharge Mc120



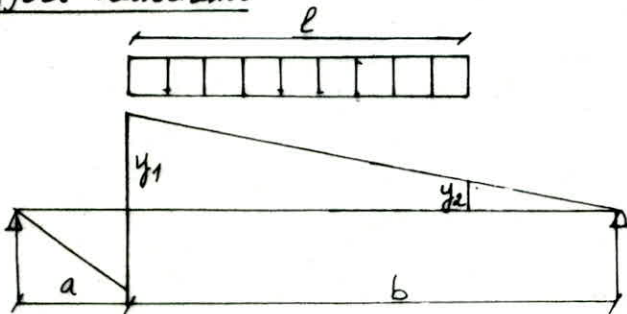
$$l = 18,60 = x_1 + x_2$$

$$S = ab \left(1 - \frac{l}{2L}\right) \frac{l}{L}$$

$$M = q S_{max}$$

Section	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L
M [t.m]	370,433	658,548	864,345	987,823	1028,982	0

Effort tranchant



$$S_{max} = \frac{1}{2} b \frac{l}{L} \left(2 - \frac{l}{b}\right)$$

$$T_{max} = q \cdot S_{max}$$

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
T [t]	155,611	131,612	107,612	83,613	59,613	35,614

DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES POUTRES

Il existe deux méthodes principales pour le calcul des efforts sollicitant les poutres. Le choix de l'une des deux dépend de la rigidité des entretoises. M. Guyon définit la raideur de flexibilité d'une entretoise par:

$$r = \frac{n \cdot a}{2L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} n: \text{ désigne le nombre total de poutres} \\ a: \text{ distance entre 2 poutres (entre-axe)} \\ L: \text{ portée des poutres principales} \\ I_p: \text{ moment d'inertie propre d'une poutre} \\ I_E: \text{ moment d'inertie propre d'une entretoise} \end{array}$$

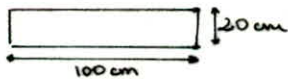
Si $r < 0,3$ alors l'entretoise est considérée comme infiniment rigide. On ne tiendra pas compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion \Rightarrow On utilisera alors la Méthode de M. COURBON.

Si $r \geq 0,3$ On tiendra compte de la rigidité réelle de l'entretoise. La méthode de M.M. GUYON - MASSONET sera utilisée (la plus accessible). Cette méthode tient compte de l'effet de résistance du pont à la torsion.

Calcul de La Raideur de Flexibilité de L'entretoise:

Notre pont ne comporte pas d'entretoises, c'est le Hourdis lui-même (dalle) qui jouera le rôle d'entretoise. On a : $L = 26,45 \text{ m}$; $I_p = 13480449,82 \text{ cm}^4$
 $n = 8$; $a = 1,40 \text{ m}$ (section médiane)

Calcul de I_E : On prendra une bande de 1m de large.



$$I_E = \frac{100 \cdot 20^3}{12} = 66666,67 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow r = \frac{8 \cdot 1,40}{2 \cdot 26,45} \sqrt[4]{\frac{13480449,82}{66666,67}} = 0,798 > 0,3$$

On utilisera donc la méthode de GUYON - MASSONET

Exposé de La méthode des Coefficients de Répartition:

C'est une méthode approximative applicable en pratique. Elle est basée sur 2 hypothèses principales:

- 1) La construction réelle, c.a.d le pont est remplacé par une dalle orthotrope qui a les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion, et qui est parfaitement soluble par le Calcul différentiel.
- 2) La répartition transversal réelle du chargement est remplacé par celle qui met sous une charge répartie le long de l'axe du pont suivant la sinusoïde de la forme :

$$p(x) = p \sin \frac{n\pi z}{L} \quad \text{avec} : \begin{cases} p = \text{constante du chargement} \\ L = \text{portée des poutres} \end{cases}$$

Remarque: Ces Hypothèses influencent que le calcul de la répartition transversale de la charge.
Les autres calculs obéissent aux règles ordinaires de la stabilité des constructions.

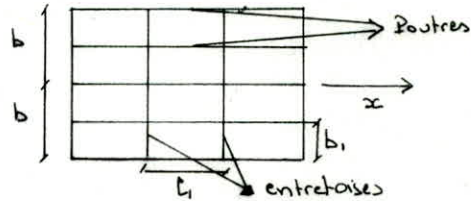
Paramètres Fondamentaux

Le pont comporte : - n poutres principales espacées de b_1 mètres
- m entretoises espacées de l_1 mètres

Soit : $B_p = E I_p \rightarrow$ La rigidité flexionnelle des poutres
 $B_e = I I_e \rightarrow$ La rigidité flexionnelle des entretoises
avec $E =$ module d'élasticité longitudinale

Où définit : $C_p = G \cdot I_p$ la rigidité Torsionnelle des poutres
 $C_e = G \cdot I_e$ la rigidité Torsionnelle des entretoises

avec $G = \frac{E}{(1+\mu) \times 2}$



Le pont à Structure Continue équivalent au pont réel aura pour rigidité flexionnelle par unité de longueur $e_p = \frac{B_p}{b_1}$ et $e_e = \frac{B_e}{l_1}$

et pour rigidité Torsionnelle par unité de longueur : $\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$ et $\gamma_e = \frac{C_e}{l_1}$

à partir de ces rigidités, On définit 2 paramètres fondamentaux pour le calcul du grillage :

- Le paramètre d'entretoisement : $\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{e_p}{e_e}}$

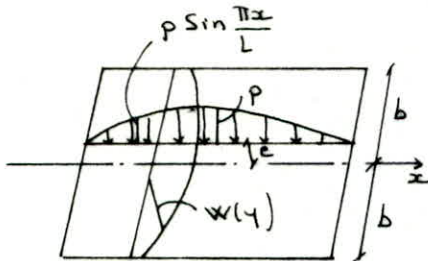
- Le paramètre de Torsion : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 \cdot \sqrt{e_p \cdot e_e}}$

Coefficient de Répartition transversal

C'est le rapport sans dimension $K(y) = \frac{W(x,y)}{W_0(x)} = \frac{W(y)}{W_0}$ où :

• $W(x,y) = W(y) \sin \frac{\pi x}{L}$: représente la déformée sous une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont d'excentricité e et suivant la loi sinusoidale $p' = p \sin \frac{\pi x}{L}$

• $W_0(x) = W_0 \sin \frac{\pi x}{L}$: représente la déformée cylindrique quand la charge sinusoidale est uniformément répartie sur $2b$.



$$P(x) = P \sin \frac{\pi x}{L}$$

Le coefficient K dépend de :

- la valeur du paramètre d'entretoisement θ
- la valeur du paramètre de torsion α
- l'excentricité relative $\frac{e}{b}$ de la charge linéaire
- l'ordonnée relative $\frac{y}{b}$ du point considéré de la construction.

Des tables numériques à doubles entrées donnant les valeurs des fonctions K_0 (correspondent à $\alpha=0$) et K_1 ($\alpha=1$) pour les valeurs de θ , elles sont présentées à l'annexe de l'ouvrage Barres - Massonet.

pour avoir les valeurs de K_α correspondant à notre valeur trouvée, on utilisera la formule d'interpolation de SATTLER (BARES-MASSONET § 12.3)

$$\begin{aligned} \text{pour } \rightarrow 0 < \theta \leq 0,1 & \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05} \\ \text{pour } \rightarrow 0,1 < \theta \leq 1,0 & \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{(1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,663}})} \\ \text{pour } \rightarrow \theta > 1,0 & \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha} \end{aligned}$$

Succession des Calculs :

- 1) Déterminer la largeur active de la construction et les positions actives des poutres
- 2) Déterminer les rigidités flexionnelles unitaires C_p et C_E et les rigidités de Torsion γ_p et γ_E
- 3) Déterminer les paramètres d'entretoisement θ et de Torsion α
- 4) Trouver dans les tableaux et par la formule d'interpolation les ordonnées des lignes d'influences de répartition transversale K et μ .
- 5) Déterminer pour la charge maximum, au moyen des lignes, ainsi tracées, les valeurs approchées des moments longitudinaux et transversaux

Application au Projet

Largeur Active et positions Actives

dans la méthode exposée ci-dessus, toutes les valeurs sont basées sur la largeur du système actif. Pour un pont à poutres, la largeur $2b$ à prendre en compte est égale à l'écartement réel des poutres auquel on ajoute la moitié de l'écartement entre 2 poutres sur chacun des bords.

$$n = \text{nombre de poutres} = 8 \quad 2b = (n-1)b_0 + 2 \cdot \frac{b_0}{2} = nb_0$$

$$\text{avec } b_0 = \text{distance entre 2 poutres} = 1,40 \text{ m} \Rightarrow 2b = 8 \times 1,40 = 11,2 \text{ m donc } \underline{b = 5,6 \text{ m}}$$

Calcul des Paramètres θ et α : Inertie moyenne de la poutre : $I_m = I_A + \frac{g}{3\pi} (I_T - I_A)$

avec I_A = moment d'inertie à l'appui

I_T = moment d'inertie en travée

on prendra les Inerties de la section entière :

$$\begin{cases} I_A = 22194780,53 \\ I_T = 18846209,34 \\ I_m = 19352425,03 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\text{donc : } \left. \begin{aligned} C_p &= \frac{E I_p}{L_1} = 132232 \times E \\ C_E &= \frac{E I_E b_1^3}{L_1} = 667 \times E \end{aligned} \right\} \Rightarrow \boxed{\theta = 0,903}$$

Calcul de γ_p et γ_E : pour pouvoir calculer les rigidités Torsionnelles C_p on décompose la section en plusieurs sections rectangulaires $C_p = \frac{G}{3} \sum b_i^3 h_i$ où b_i et h_i sont respectivement le plus petit et le plus grand côté du rectangle élémentaire.

$$C_p = \frac{G}{3} [140 \times 20^3 + 140 \times 16^3 + \frac{1}{2} \times 84 \times 19^3 + 60 \times 30^3] ; C_p = 1186128 \times G \text{ et } G = \frac{E}{2(1+\mu)} ; \mu = 0,15$$

$$\text{donc } C_p = 515707,93 \cdot E ; C_E = \frac{G}{3} (\frac{1}{2} \times 20^3 \times 100) = 57971,01 E$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = 3683,63 E$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L} = 579,71 E$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma_p &= 3683,63 E \\ \gamma_E &= 579,71 E \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{donc : } \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{C_p \cdot C_E}} \Rightarrow \boxed{\alpha = 0,22}$$

Lignes d'influence de K_α : ($\theta = 0,90$, $\alpha = 0,22$)

Des tables numériques établies par MASSONNET nous donnent les valeurs de K_0 et K_1 pour $\theta = 0,90$ pour des excentricités des charges :

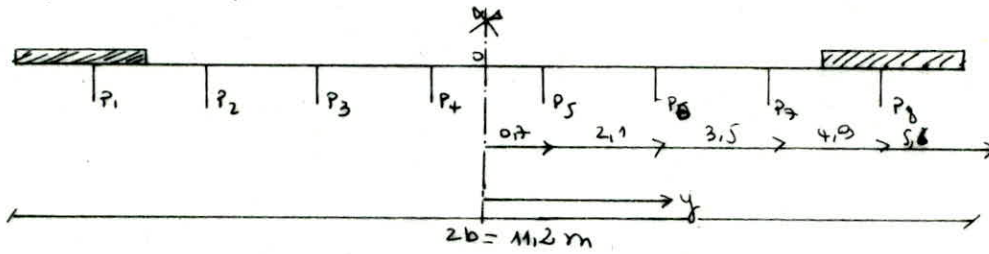
$$e = -b, -\frac{3b}{4}, -\frac{b}{2}, -\frac{b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b$$

et pour les positions : $y = 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b$

Comme $0,1 < \theta \leq 1$ (on a $\theta = 0,80$) $\Rightarrow V_d = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot d$ $(1 - e^{-\frac{0,200 \cdot d}{0,665}})$

$$K_d = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,362$$

Les positions des poutres sont représentées ci-dessous :



on va calculer les valeurs de V_d correspondant aux positions réelles des poutres en faisant des interpolations linéaires. Les Tableaux qui suivent donnent les valeurs de K_0 et K_1 ainsi que celles de K_d qui permettront de Tracer les lignes d'influence pour les poutres P_5, P_6, P_7 et P_8 (puisque l'on a symétrie).

Tableaux pour K_0 et K_1 dans notre cas : (interpolation $N^{\text{th}} = 1$)

		K_0								
$y \setminus e$		$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
P_5	$y = 0,7$	-0,3747	0,2067	0,7995	1,2277	1,7913	1,7825	1,3499	0,7352	0,0884
P_6	$y = \frac{3}{4}b$	-0,4808	-0,0861	0,3221	0,8235	1,3537	1,7767	1,8435	1,5524	1,1395
P_7	$y = \frac{5}{4}b$	-0,4127	-0,2289	-0,0248	0,2859	0,7203	1,3539	2,0440	2,5986	2,9912
P_8	$y = \frac{7}{4}b$	-0,2812	-0,3182	-0,2292	-0,2288	0,0708	0,7528	1,9381	3,6307	5,6175

		K_1								
$y \setminus e$		$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
P_5	$y = \frac{b}{4}$	0,5081	0,6414	0,8207	1,0411	1,3205	1,3240	1,1614	0,9643	0,7115
P_6	$y = \frac{3}{4}b$	0,3220	0,4289	0,5766	0,8063	1,1055	1,3929	1,4866	1,3964	1,1780
P_7	$y = \frac{5}{4}b$	0,2106	0,2874	0,4057	0,5951	0,8770	1,2487	1,6343	1,8102	1,9561
P_8	$y = \frac{7}{4}b$	0,1436	0,2027	0,2953	0,4506	0,7159	1,0759	1,5985	2,2279	2,9537

		K_d								
$y \setminus e$		$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
P_5	$y = 0,7$	-0,0548	0,3641	0,7108	1,2103	1,6162	1,6208	1,2810	0,8181	0,3502
P_6	$y = 2,1$	-0,1903	0,0985	0,4238	0,8173	1,2639	1,6380	1,7156	1,4959	1,1286
P_7	$y = 3,5$	-0,1968	-0,0452	-0,1897	0,3915	0,7834	1,3158	1,8957	2,3285	2,6101
P_8	$y = 4,9$	-0,1274	-0,1286	-0,1025	0,0108	0,4346	0,8693	1,8186	3,1229	4,6170

Calcul des Coefficients K_d :

* pour des charges localisées : $K_d = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$ avec $y_i \rightarrow$ ordonnée de la ligne d'influence de K_d dans le sens transversal on aura

$$K_d = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad \text{avec } n = \text{nombre de piles de roues ou chenilles}$$

* charges uniformément réparties : $K_d = \frac{A}{l}$ avec $A \rightarrow$ aire de la ligne d'influence
 $l =$ largeur chargée

l'aire A sera calculée par la Méthode des Trapèzes.

on envisagera sur les 2 Types de charges les dispositions transversales les plus défavorables.

LIGNES D'INFLUENCE DE K_α

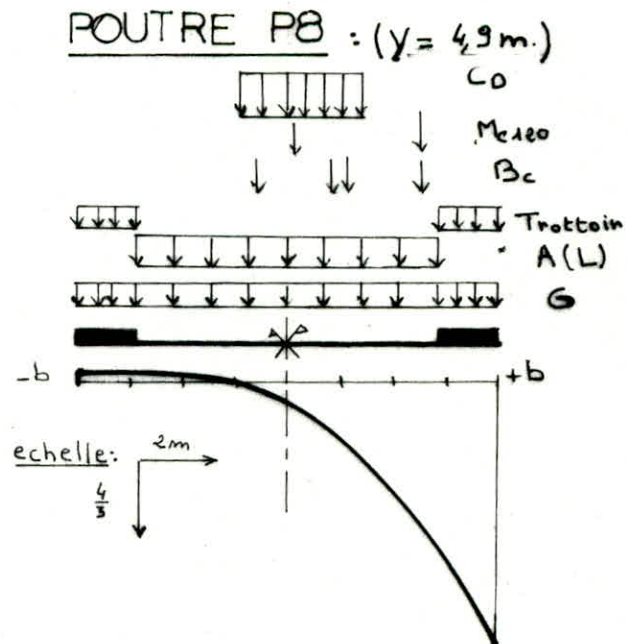
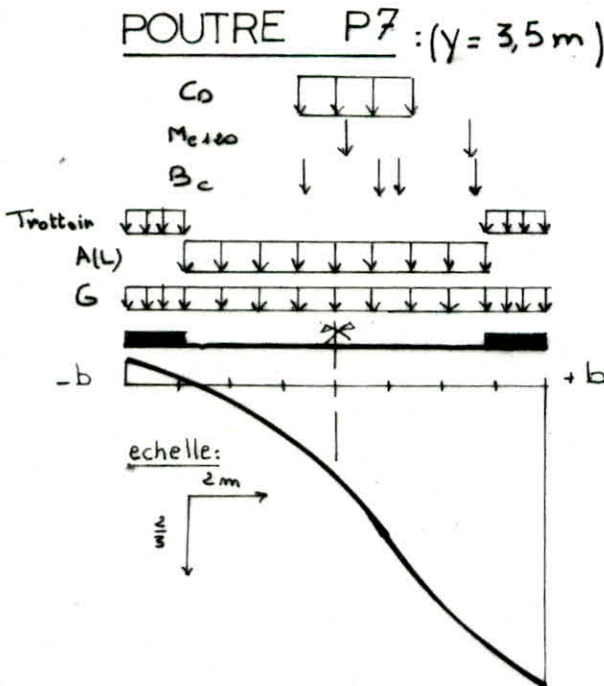
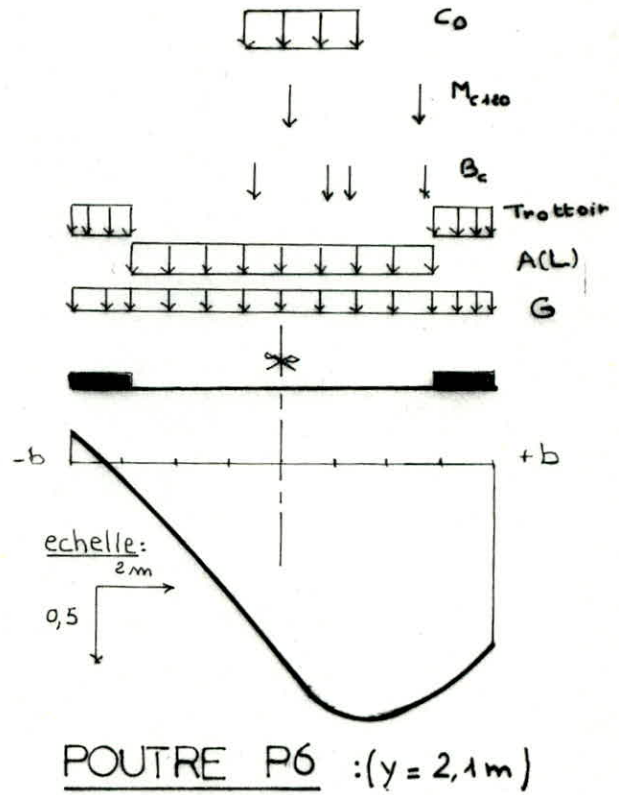
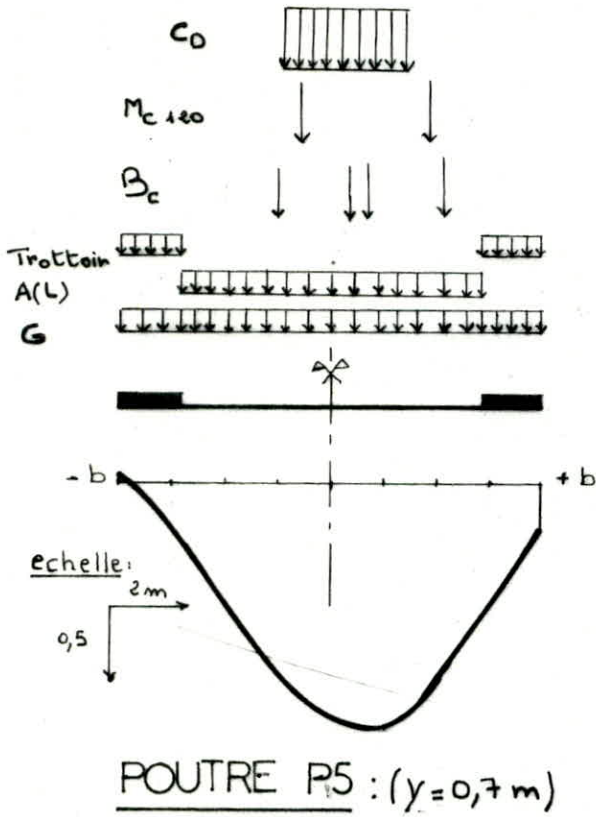


Tableau donnant les Coefficients de Repartition Transversal K_{dc}^{max}

Charges et surcharges	mode de chargement	poutre P ₁ y = 0,7 m	poutre P ₂ y = 2,1 m	Poutre P ₃ y = 3,5 m	Poutre P ₄ y = 4,9 m
G	toute la largeur	1,023	1,010	1,137	1,118
Trottoirs	1 trottoirs chargé	0,650	1,376	2,467	3,963
	2 trottoirs chargés	0,513	0,671	1,171	1,998
A(L)	1 voie chargée	1,411	1,597	1,551	1,415
	2 voies chargées	1,236	1,128	0,935	0,708
Mc120	4 véhicules 2 chenilles	1,413	1,494	1,486	1,415
Bc	1 convoi 2 filets de roues	1,550	1,644	1,812	1,832
	2 convois 4 filets de roues	1,435	1,469	1,353	1,141
C0	un seul convoi	1,554	1,374	0,995	0,612

Calcul des moments dans Les Poutres

Les moments flechissant revenant à chaque poutre est donné suivant la méthode de Guyon-MASSONNET par : $M_i = K_{dc} \frac{M_0}{n}$ avec : M_i = moment revenant à la poutre i sous une sollicitation considérée.

K_{dc} = coefficient de repartition transversal pour la poutre i

n = nombre Total de poutres

M_0 = moment Total sollicitant chaque travée du pont sous la charge ou surcharge considérée.

Calcul des Efforts tranchants dans Les Poutres :

$T_i = K_{dc} \frac{T_0}{n}$ avec $\rightarrow T_i$ = effort tranchant revenant à la poutre i

T_0 = effort tranchant Total sollicitant la travée sous la charge ou surcharge.

On groupera l'ensemble des valeurs de M et T pour les différentes poutres dans les Tableaux qui suivent.

Moments Flechissant dans la poutre P₁ (y = 0,7 m) en (t.m)

Sections			0,00 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
G	K_{dc}	0	0	92,290	164,252	215,581	246,377	256,643
		1,023						
Trottoir	1 trottoir	0,650	0	0,614	1,091	1,432	1,636	1,705
	2 trottoirs	0,513	0	0,969	1,723	2,261	2,584	2,692
A(L)	1 voie	1,411	0	22,666	40,295	52,887	60,442	62,961
	2 voies	1,236	0	39,709	70,595	92,656	105,892	110,304
Bc	1 convoi	1,550	0	25,199	42,556	54,577	61,345	60,094
	2 convois	1,435	0	43,324	73,166	93,834	105,471	103,319
Mc120		1,413	0	44,592	79,276	104,049	118,913	123,868
C0		1,554	0	71,957	127,923	167,899	191,885	199,880
	G + 1,1 [A(L) + Trottoir]		0	137,136	243,802	319,990	365,701	380,933
	G + 1,1 [Bc + Trottoir]		0	141,112	246,620	321,286	365,238	373,255
	G + Mc120		0	136,982	243,528	319,630	365,290	380,511
	G + C0		0	164,347	292,175	383,480	438,262	456,523

Effort Tranchant Dans la poutre P₅ (y = 0,7m)

Section			0,00 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
G		V _d	38,811	31,049	23,287	15,524	7,762	0
		1,023						
Trotoir	1 Trotoir	0,660	0,268	0,209	0,165	0,126	0,093	0,065
	2 Trotoirs	0,513	0,407	0,320	2,605	0,199	0,147	0,103
A(L)	1 voie	1,411	9,522	9,334	7,858	6,445	5,112	3,865
	2 voies	1,236	16,681	16,352	13,767	11,291	8,956	6,771
Bc	1 convoi	1,550	10,366	9,543	8,025	6,527	5,064	3,700
	2 convois	1,425	17,822	16,407	13,814	11,221	8,707	6,362
M _{c120}		1,413	18,732	16,615	14,498	12,380	10,263	8,145
CD		1,554	30,227	25,566	20,904	16,242	11,580	6,918
Combinaison	G + 1,1 [A(L) + Trotoir]		57,608	49,399	41,296	28,163	17,775	7,560
	G + 1,1 [Bc + Trotoir]		58,183	49,460	41,348	28,086	17,501	7,110
	G + M _{c120}		57,543	47,664	37,785	27,904	18,025	8,145
	G + CD		69,038	56,615	44,191	31,766	19,342	6,918

moments flechissant dans la poutre P₆ (y = 2,1m) en t.m

Section			0,00 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
G		V _d	0	91,216	162,164	212,841	243,246	253,381
		1,010						
Trotoir	1 Trotoir	1,376	0	1,300	2,310	3,032	3,464	3,610
	2 Trotoirs	0,671	0	1,267	2,253	2,957	3,380	3,521
A(L)	1 voie	1,597	0	25,654	45,607	59,859	68,410	71,261
	2 voies	1,129	0	36,240	64,426	84,560	96,629	100,666
Bc	1 convoi	1,644	0	26,727	45,136	57,837	65,066	67,738
	2 convois	1,468	0	44,350	74,897	96,057	107,969	105,767
M _{c120}		1,484	0	47,149	83,820	110,014	125,730	130,969
CD		1,374	0	63,622	113,106	148,451	169,659	176,728
Combinaison	G + 1,1 [A(L) + Trotoir]		0	122,510	225,574	299,192	352,359	368,085
	G + 1,1 [Bc + Trotoir]		0	141,421	247,092	321,839	365,822	373,696
	G + M _{c120}		0	138,365	245,984	322,855	368,966	384,85
	G + CD		0	154,828	275,27	361,282	412,905	420,108

EFFORT Tranchant dans la poutre P_6 ($y=2,1m$)

Section			0,00L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
G		K_d	38,318	30,655	22,991	15,327	7,663	0
		1,010						
Trotoir	1 Trotoir	1,226	0,546	0,442	0,349	0,267	0,197	0,137
	2 Trotoirs	0,671	0,523	0,421	3,408	0,261	0,192	0,133
A(e)	1 voie	1,592	10,277	10,564	8,894	7,294	5,786	4,395
	2 voies	1,128	15,224	14,923	12,564	10,205	8,174	6,140
Bc	1 convoi	1,644	10,995	10,121	8,522	6,922	5,372	3,924
	2 convois	1,469	18,244	16,795	14,141	11,487	8,913	6,513
M _{c120}		1,494	19,806	17,567	15,329	13,090	10,851	8,612
C _D		1,374	26,726	22,604	18,482	14,361	10,239	6,117
Combinaison	G+1,1[A(e)+Trotoir]		55,665	47,557	40,560	26,956	16,871	6,949
	G+1,1[Bc+Trotoir]		58,987	49,616	42,295	28,256	17,684	7,315
	G+M _{c120}		58,124	48,222	38,320	28,417	18,514	8,612
	G+C _D		65,044	53,259	41,473	29,688	17,902	6,117

moments flechissant dans la poutre P_7 en (t.m)

Section			0,00L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
G		K_d	0	102,685	182,555	239,604	273,832	285,242
		1,127						
Trotoir	1 Trotoir	2,467	0	2,330	4,142	5,437	6,210	6,472
	2 Trotoirs	1,171	0	2,212	3,982	5,161	5,898	6,144
A(e)	1 voie	1,551	0	24,915	44,293	58,185	66,440	69,208
	2 voies	0,925	0	30,039	53,403	70,091	80,104	83,442
Bc	1 convoi	1,812	0	29,458	49,749	63,802	71,715	70,251
	2 convois	1,353	0	40,848	68,983	88,472	99,444	97,415
M _{c120}		1,486	0	46,896	83,371	109,425	125,057	130,268
C _D		0,995	0	46,073	81,907	107,503	122,860	129,850
Combinaison	G+1,1[A(e)+Trotoir]		0	139,291	245,855	322,685	369,777	384,117
	G+1,1[Bc+Trotoir]		0	150,151	262,993	342,904	390,081	399,574
	G+M _{c120}		0	149,581	265,926	349,019	398,889	415,508
	G+C _D		0	148,729	264,462	347,107	396,692	413,220

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Effort Tranchant dans la poutre P₇

Section			0,00 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
G		Kd	43,136	34,509	25,882	17,254	8,627	0
		1,137						
Trottoir	1 Trottoir	2,461	0,979	0,793	0,626	0,480	0,352	0,245
	2 Trottoirs	1,111	0,929	0,753	5,947	0,455	0,324	0,232
Aie)	1 voie	1,171	10,466	10,260	8,638	7,084	5,619	4,249
	2 voies	0,995	12,619	12,370	10,415	8,541	6,775	5,122
Bc	1 convoi	1,112	12,118	11,156	9,393	7,630	5,920	4,325
	2 convois	1,353	16,904	15,649	13,024	10,580	8,209	5,999
Mc120		1,486	19,700	17,473	15,247	13,020	10,793	8,566
C D		0,995	19,354	16,369	13,384	10,399	7,414	4,429
Combinaison	G+II [Aie)+Trottoir]		55,726	48,979	41,926	27,177	16,467	5,904
	G+III [Bc +Trottoir]		62,697	52,397	46,770	29,420	18,044	6,868
	G+ Mc120		62,836	51,982	41,129	30,274	19,420	8,566
	G+ C D		62,490	50,878	39,266	27,653	16,041	4,429

moments flechissant dans la poutre P₈ en t.m

Section			0,00 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
G		Kd	0	100,969	179,504	235,600	269,256	280,476
		1,118						
Trottoir	1 Trottoir	3,963	0	3,743	6,654	8,733	9,976	10,397
	2 Trottoirs	1,998	0	3,585	6,374	8,365	9,560	9,959
Aie)	1 voie	1,415	0	22,730	40,409	53,037	60,614	63,139
	2 voies	0,708	0	22,746	40,438	53,075	60,657	63,184
Bc	1 convoi	1,832	0	29,783	50,298	64,506	72,506	71,027
	2 convois	1,141	0	34,448	58,174	74,609	83,862	82,151
Mc120		1,415	0	44,656	79,388	104,196	119,082	124,044
C D		0,612	0	28,338	50,379	66,122	75,568	78,719
Combinaison	G+II [Aie)+Trottoir]		0	130,107	231,305	308,599	346,972	361,415
	G+III [Bc +Trottoir]		0	142,979	250,815	327,276	372,478	382,279
	G+ Mc120		0	145,625	258,892	339,786	388,338	404,520
	G+ C D		0	129,307	229,883	301,722	344,814	359,193

Effort tranchant dans la poutre P_g ($y=0$)

Section			0,00 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
G ₁		K_d						
			1,642					
Trottoir	1 trottoir	3,963	11,573	11,274	11,006	0,770	0,566	0,393
	2 trottoir	1,898	11,506	11,220	0,964	0,738	0,542	0,377
Alc)	1 voie	1,415	9,549	9,360	7,188	6,463	5,127	3,876
	2 voies	0,708	9,555	9,367	7,188	6,468	5,130	3,879
Bc	1 convoi	1,832	12,252	11,279	9,496	7,174	5,986	4,373
	2 convois	1,141	14,171	13,045	10,984	8,922	6,923	5,059
M _{cilo}		1,415	18,759	16,629	14,519	12,398	10,277	8,157
C D		0,612	11,904	10,068	8,232	6,396	4,560	2,724
Combinaison	G ₁ +1,1 [Alc)+Trottoir]		54,656	45,638	35,231	24,921	14,749	4,699
	G ₁ +1,1 [Bc+Trottoir]		59,733	49,684	38,639	27,626	16,721	5,997
	G ₁ +M _{cilo}		61,174	50,572	39,969	28,363	18,760	8,157
	G ₁ +C D		54,319	44,001	33,682	23,361	13,043	2,724

Calcul des Moments Transversaux

Il est à préciser que pour le calcul des coefficients de répartition μ , on doit tenir compte du coefficient de poisson η ($\eta = 0,15$ pour le Béton). Pour avoir des résultats précis on conservera les 3 premiers Termes de la série de Fourier. La détermination des coefficients μ_d se fera de la même manière que K_d pour des valeurs de θ :

$$\theta = 0,80 \text{ (m=1)} ; \quad 3\theta = 2,40 \text{ (m=3)} ; \quad 5\theta = 4,00 \text{ (m=5)}$$

Tableau des valeurs de μ_{d1} : (correspondant à $\theta = 0,80$, $m=1$)

$$\mu_{d1} = [\mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \times 0,262] \cdot 10^4$$

y/e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$+\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
P ₅ $\frac{1}{4} \frac{b}{e}$	-517,22	-357,64	-149,78	218,05	917,76	879,99	85,57	-429,03	-850,23
P ₆ $3 \frac{1}{4} \frac{b}{e}$	-259,00	-225,95	-171,81	-39,39	268,22	881,15	720,15	-301,60	-1156,37
P ₇ $5 \frac{1}{4} \frac{b}{e}$	-98,98	-104,98	-104,90	-76,50	21,48	254,45	720,51	265,22	-1201,56
P ₈ $7 \frac{1}{4} \frac{b}{e}$	-21,53	-26,42	-30,68	-29,76	-14,19	22,60	137,99	348,05	-579,77

Tableau des valeurs de μ_{d3} : (correspondant à $\theta = 2,40$, $m=3$)

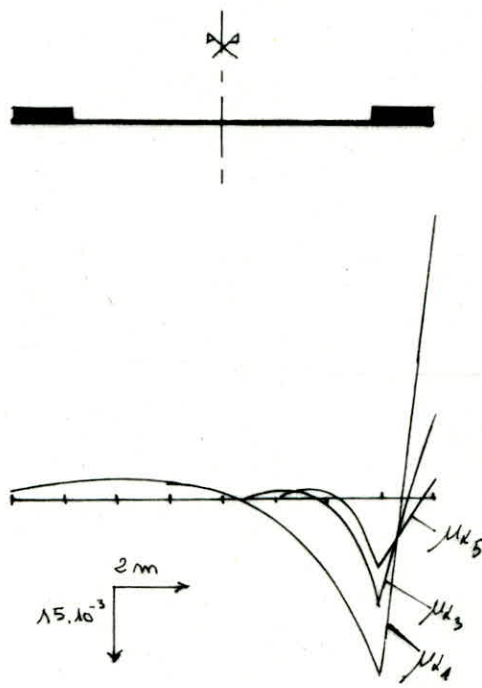
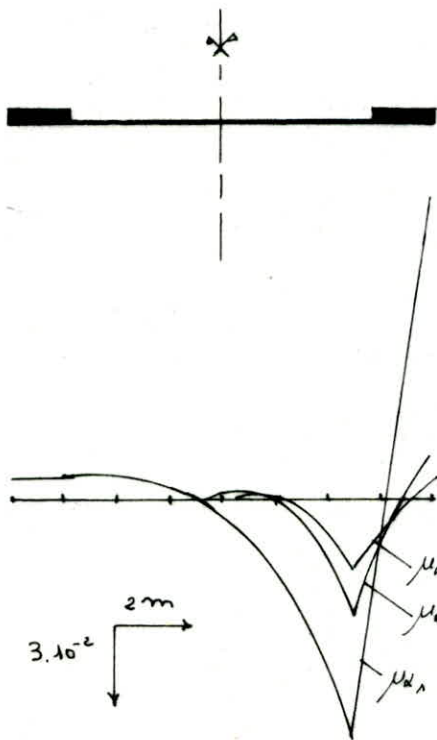
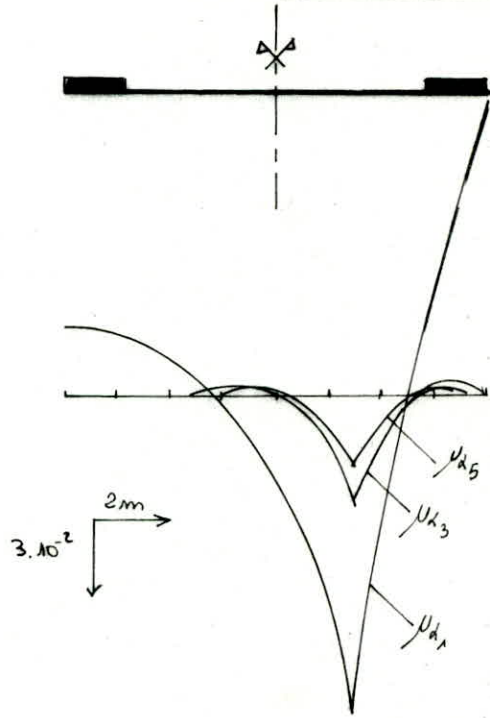
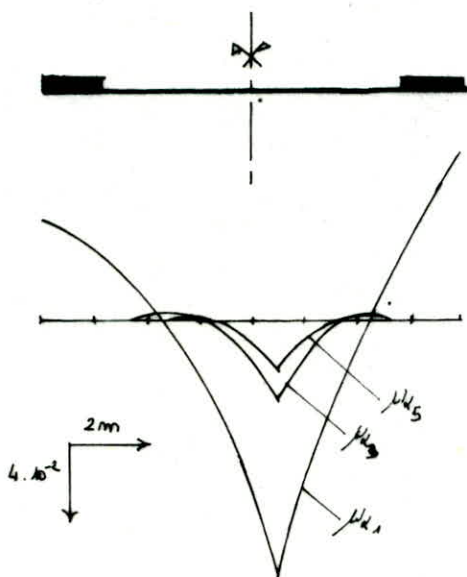
$$\mu_{d3} = [\mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \times 0,469] \cdot 10^4$$

y/e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$+\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
P ₅ $\frac{1}{4} \frac{b}{e}$	1,33	-0,13	-16,17	-44,87	184,44	184,35	-45,52	-16,77	6,87
P ₆ $3 \frac{1}{4} \frac{b}{e}$	-0,48	0,69	-0,11	-16,11	-44,83	184,42	183,76	-47,72	-17,92
P ₇ $5 \frac{1}{4} \frac{b}{e}$	-0,19	0	0,69	-0,25	-16,58	-44,18	181,54	183,03	-17,41
P ₈ $7 \frac{1}{4} \frac{b}{e}$	-0,01	-0,05	0,06	0,52	-1,23	-14,72	-22,30	214,76	-151,69

LIGNES D'INFLUENCE DE μ_k

POUTRE: P6

POUTRE: P5



POUTRE: P7

POUTRE: P8

Tableau des valeurs de μ_{d5} : (correspondant $\bar{a} = 4,00$; $m = 5$)

$$\mu_{d5} = [\mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \times 0,469] \cdot 10^4$$

$\frac{x}{l}$	e	$-b$	$-\frac{2}{3}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$+\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{2}{3}b$	b
P_1	$\frac{1}{6}$	-0,02	0,01	0,28	-14,18	113,93	113,93	-14,18	0,20	-0,20
P_2	$\frac{2}{6}$	0	-0,02	0,01	0,28	-14,18	113,93	113,93	-14,46	2,62
P_3	$\frac{5}{6}$	0	0	-0,02	0,01	0,28	-14,18	113,94	114,38	-29,83
P_4	$\frac{7}{6}$	0	0	0	-0,01	0,03	0,23	-14,41	129,10	-32,62

A l'aide des valeurs trouvées on trace les lignes d'influences de μ_{dm} ($m = 1, 2, 5$). Les valeurs des coefficients de répartition μ_{dm} pour chaque type de charge seront calculés de la même manière que μ_d . Néanmoins on examinera les cas donnant des coefficients μ_{dm} maximaux positifs et négatifs. D'autre part la charge permanente n'engendre pas de flexion transversale. On résume dans le tableau suivant les valeurs de ces coefficients pour chaque cas de charge.

		μ_{d1}		μ_{d3}		μ_{d5}	
		μ_{d1}^+	μ_{d1}^-	μ_{d3}^+	μ_{d3}^-	μ_{d5}^+	μ_{d5}^-
Trottoir	1 trottoir charge	-	-0,067	0,005	-0,004	0,006	-
	2 trottoirs	-	-0,106	0,005	-0,004	0,006	-
ALL	1 voie charge	0,061	-0,008	0,022	-	0,015	-
	2 voies	0,0809	-	0,025	-	0,021	-
Br	1 voie isolée	0,136	-0,04	0,043	-0,006	0,026	-0,003
Bt	1 convoi	0,081	-0,08	0,020	-0,002	0,013	-0,001
	2 convois	0,053	-0,002	0,012	-0,001	0,013	-
Bc	1 convoi	0,081	-0,010	0,035	-0,002	0,013	-
	2 convois	0,060	-0,003	0,015	-0,001	0,010	-
M _{c120}	Véhicule à 4 chenilles	0,063	-0,006	0,020	-0,002	0,019	-0,001
CD	/ /	0,092	-0,034	0,023	-0,004	0,015	-

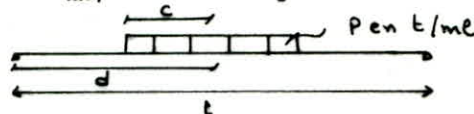
Calcul des Moments dans les Entretoises : (dalle)

Le moment est donné par mètre linéaire par les formules suivantes :

- pour une charge uniforme ALL et Trottoir $M_y = \sum_{m=1}^5 \mu_{dm} \frac{4P}{\pi \cdot m} b \sin \frac{m\pi x}{l}$; avec $x = \frac{l}{2}$

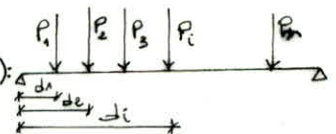
- pour une charge linéairement répartie (M_{c120} et CD)

$$M_y = \frac{4P}{\pi} \sum_{m=1}^5 \frac{1}{m} \mu_{dm} \sin \frac{m\pi c}{l} \sin \frac{m\pi d}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \quad \text{avec } ; d = \frac{l}{2} \text{ et } x = \frac{l}{2}$$



- pour un système de charges concentrées (Cas de Br, Bt, Bc) :

$$M_y = \frac{2b}{l} \sum_{m=1}^5 \sum_{i=1}^n P_i \mu_{dm} \sin \frac{m\pi d_i}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} ; x = \frac{l}{2}$$



Tous calcul fait on obtient les valeurs suivantes :

	Trottoir		ALL		Bt		Bc		Br	M _{c120}	CD
	1 trottoir	2 trottoirs	1 voie	2 voies	1 remorque	2 remorques	1 convoi	2 convois			
$M_y (k.m/m)$	/	/	0,412	0,559	0,031	0,059	0,026	0,114	0,016	0,141	0,227
$M_y (k.m/ax)$	-0,070	-0,112	-0,053	-	-0,004	-	-0,004	-	-0,004	-0,011	-0,067

moments qui vont être majorés par le coefficient de majoration dynamique δ avant d'être ajoutés aux moments dus à la flexion locale, pour le calcul de la dalle

ETUDE DE LA TORSION

Notre pont ne comportant pas d'entretoises, les poutres seront donc plus sollicitées à la torsion. Un calcul rigoureux doit tenir compte de l'effort de cisaillement dû à la torsion. Pour des raisons de simplification nous donnerons dans ce qui suit que le calcul le plus défavorable c.à.d pour la poutre P_5 ($y=0,7m$) et pour les surcharges $A(L)$ et convoi exceptionnel D .

On calculera le moment de torsion dans la section ($x=0,7m$) et en considérant les 3 premiers termes de la série de FOURIER; on aura: Le moment de torsion par unité de largeur.

$$M_{xy}(x,y) = \frac{2 \delta p}{\delta p + \delta e} \frac{L}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} H_m T_{\alpha m} \cos \frac{m \pi x}{L}$$

$$\cos \frac{m \pi x}{L} = 1 \Rightarrow M_{xy}(x,y) = \frac{2 \delta p}{\delta p + \delta e} \frac{L}{\pi} \left[H_1 T_{\alpha 1} + \frac{1}{2} H_2 T_{\alpha 2} + \frac{1}{3} H_3 T_{\alpha 3} \right]$$

Les coefficients $T_{\alpha i}$ sont donnés en fonction de T_i (voir table de GUYON)

MASSONNET en fonction de θ et $\alpha=1$) par la formule $T_{\alpha} = T_1 \cdot \sqrt{\alpha}$

Poutre P_5 : $\sqrt{\alpha} = 0,469$

	θ	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
$T_{\alpha 1}$	0,8	-352,39	-376,32	-441,51	-429,0	-179,26	258,21	522,99	574,69	557,96
$T_{\alpha 2}$	1,6	-44,51	-79,29	-174,58	-330,18	-208,63	214,10	341,08	198,22	116,86
$T_{\alpha 3}$	2,4	-4,21	-14,67	-62,74	-218,77	-167,76	167,98	219,66	66,18	21,71

Ce tableau permet de tracer les lignes d'influence T_{α} pour la poutre P_5

CALCUL DES MOMENTS DE TORSION

1) SURCHARGE $A(L)$

c'est une charge uniformément répartie, alors les harmoniques seront de la forme

$$H_m = \frac{2P}{m\pi} [1 - (-1)^m] \text{ d'oil } H_1 = \frac{4P}{\pi}; H_2 = 0; H_3 = \frac{4P}{3\pi}$$

l'effet le plus défavorable est obtenu en surchargeant une voie (gauche)

Calcul de $T_{\alpha 1}$, $T_{\alpha 2}$, $T_{\alpha 3}$

on procède de la même manière que pour K_x et y_x .

$$T_{\alpha 1} = 0,0399; T_{\alpha 2} = \text{inutile } (H_2 = 0); T_{\alpha 3} = 0,0129$$

Calcul de H_1, H_2, H_3 : une voie chargée $\rightarrow A = 1,021 \text{ t/m}^2$

$$H_1 = \frac{4 \times 1,021 \times 4}{\pi} = 5,2; \quad H_2 = 0; \quad H_3 = \frac{4 \times 1,021 \times 4}{3\pi} = 1,733$$

D'où le moment:

$$M = -(1,728) \left(\frac{26,45}{\pi} \right) \left[(0,0399)(15,2) + \frac{1}{3} (0,0129)(1,733) \right]$$

$$M = -3,127 \text{ t.m/mpl.}$$

2) CONVOI D:

La position longitudinale sera la même que celle de la flexion transversale

$$M(x,y) = \frac{2\delta p}{\delta p + \delta s} \frac{L}{\pi} \left[H_1 \tau_{\alpha_1} + \frac{1}{2} H_2 \tau_{\alpha_2} + \frac{1}{3} H_3 \tau_{\alpha_3} \right] \quad \text{moment de torsion par unité de longueur}$$

avec: $H_{1m} = \frac{4P}{\pi^2} \sin \frac{m\pi u}{L} \cdot \sin \frac{m\pi s}{L}$ avec $P = \frac{18,6}{2,903} \text{ t/mpl}$
 $\tau = \frac{1}{2}$

le calcul d'aire donne:

$$J_{\alpha_1} = 0,0249$$

$$J_{\alpha_2} = 0,0227$$

$$J_{\alpha_3} = 0,0131$$

$$H_1 = \frac{4P}{\pi} \sin \frac{9,3\pi}{26,45} = 14,68 \text{ t/mpl}$$

$$H_2 = 0$$

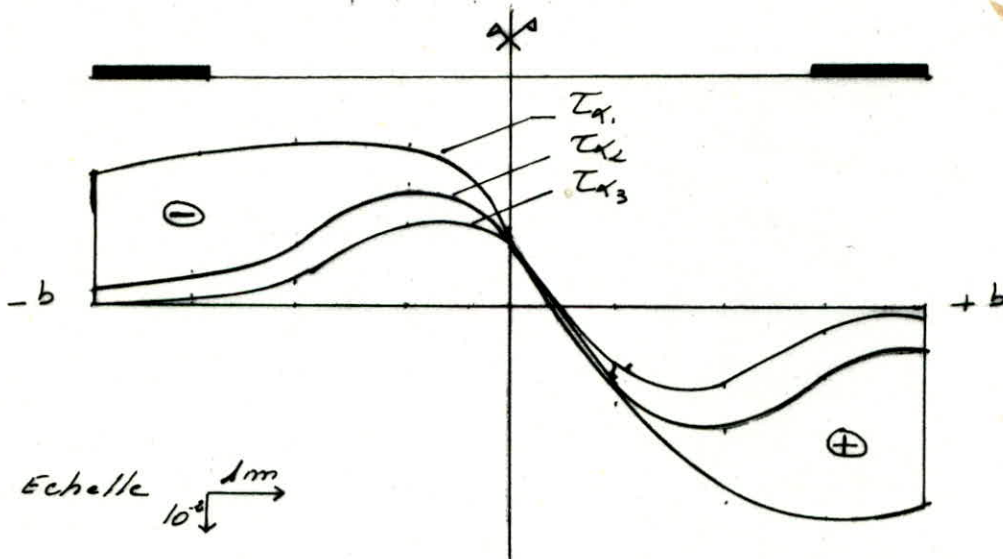
$$H_3 = \frac{4P}{3\pi} \sin \frac{9,3\pi \times 3}{26,45} = -0,93 \text{ t/mpl.}$$

$$M = (1,728) \left(\frac{26,45}{\pi} \right) \left[(14,68)(0,0249) - \frac{1}{3} (0,93)(0,0131) \right]$$

$$M = 5,26 \text{ t.m/mpl.}$$

Le moment de ^{service} au calcul de l'effort de cisaillement dû à la torsion et qui sera composée avec la contrainte tangente due à l'effort tranchant.

POUTRE P_5



CALCUL DE LA DALLE

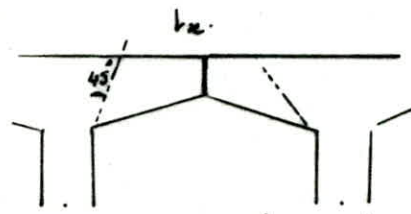
la dalle de notre pont est en beton armé ; coulé sur place le ferrailage sera calculé de tel façon qu'il reprenne les efforts provenant de la flexion locale (principe de calcul sera développé ci-après) et auxquels s'ajoutent les moment de flexion transversale (calculer selon la méthode de GUYON et MASSONNET).

1 - Calcul des Efforts dus à la Flexion locale

les dalle sont généralement des éléments rectangulaires de dimensions l_x et l_y ($l_x < l_y$). notre dalle sera portée suivant la direction l_y par les poutres principales. suivant l_x elle ne sera pas appuyée (pas d'entretoises d'about). la dalle étant continue dans les 2 sens, les panneaux de dalle sont partiellement encastrés entre eux dans le sens l_y . pour le calcul des dimensions d'un panneau, l'IP1 nous donne pour l_x .

$$l_x = 1,40 - 2 \cdot (0,09 + 0,18) = 0,86 \text{ m}$$

l_x longueur de toute la travée



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,033 < 0,4$$

le panneau travaille que sur un seul sens. (suivant l_x). le principe de calcul pour les différentes sollicitations est :

1.1 charges et surcharges uniformément réparties. sur toute la travée

1.1.1 Charges permanentes:

le calcul se fait comme une poutre de 1m de largeur.

$h = 0,20 \text{ m}$. (hauteur dalle ou poutre) et portée $l_x = 0,86 \text{ m}$.

pois propre de la dalle : $2,5 \times 0,20 \times 1 = 0,50 \text{ t/ml}$.

pois propre du revêtements : $2,2 \times 0,07 \times 1 = 0,154$.

$$\text{d'où } g = 0,654 \text{ t/ml.}$$

Efforts:

Moments flechissant :

$$\text{suivant } l_x : M_{0x} = \frac{g l_x^2}{8} = \frac{654 \cdot 0,86^2}{8} = 60,46 \text{ kg.m.}$$

$$\text{En travée : } M_{1x} = 0,8 M_{0x} = 48,37 \text{ kg.m.}$$

$$\text{à l'appui } M_{2x} = 0,5 M_{0x} = 30,23 \text{ kg.m.}$$

Suivant l_y .

$$M_{0y} = \frac{1}{3} M_{0x} = 20,15 \text{ kg.m.}$$

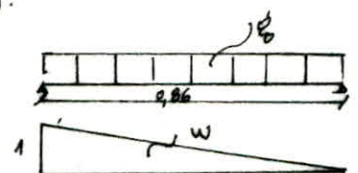
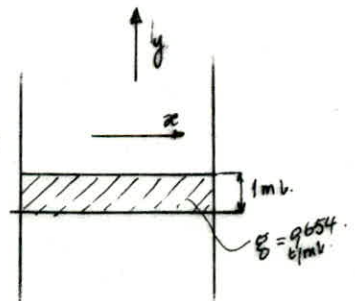
$$\text{En travée : } M_{1y} = \frac{1}{3} M_{1x} = 16,12 \text{ kg.m.}$$

$$\text{à l'appui } M_{2y} = \frac{1}{3} M_{2x} = 10,08 \text{ kg.m.}$$

Effort tranchant

$$T_x = g \cdot w ; \quad w \text{ aire d'influence de l'appui}$$

$$T_x = 654 \times 0,43 = 281,22 \text{ kg/ml}$$



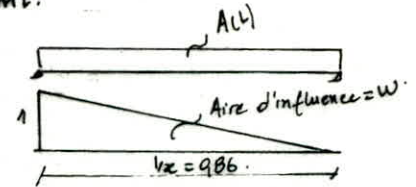
11.2. Surcharge A(L).

Charge uniformément répartie: le procédé est le même que pour la charge permanente G; nous considérerons les deux voies chargées: $A(L) = 1120,5 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Moment fléchissant: } M_x = q \cdot \frac{l_x^2}{8} = 1120,5 \times \frac{0,86^2}{8} = 103,6 \text{ kg m/ml.}$$

$$M_y = \frac{1}{3} M_x = 34,5 \text{ kg m/ml.}$$

$$\text{Effort tranchant: } T_x = 1120,5 \times 0,43 = 481,8 \text{ kg/ml.}$$



1.2 Charges localisées:

1.2.1. : les contraintes dues à une surcharge localisée agissant sur la dalle se diffusent dans le plan moyen. (π) situé à mi-hauteur de la dalle.

e_r : épaisseur du revêtement.

h_0 : épaisseur de la dalle.

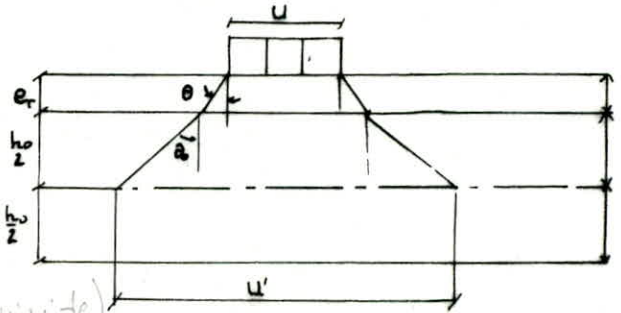
u : largeur d'impact.

u' : largeur d'impact après diffusion.

θ_r : angle de diffusion de la dalle.

θ_0 : angle de diffusion dans la dalle.

* dalle en béton armé $\theta_0 = 45^\circ$;
dalle en asphalte (revêtement peu rigide)



les dimensions d'impact après diffusion sont:

$$u' = u + 1,5 e_r + R_0 \quad u' \parallel l_x$$

$$v' = v + 1,5 e_r + R_0 \quad v' \parallel l_y$$

On calcule v'_{max} qui représente ?

$$v'_{max} = v' + \frac{l_x}{3}$$

1.2.1 Roue isolée Br.

$$u' = 0,6 + 0,20 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,92 \text{ m}$$

$$v' = 0,3 + 0,20 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,62 \text{ m}$$

$$v'_{max} = 0,62 + \frac{0,86}{3} = 0,91 \text{ m}$$

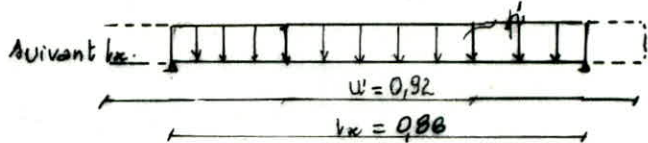
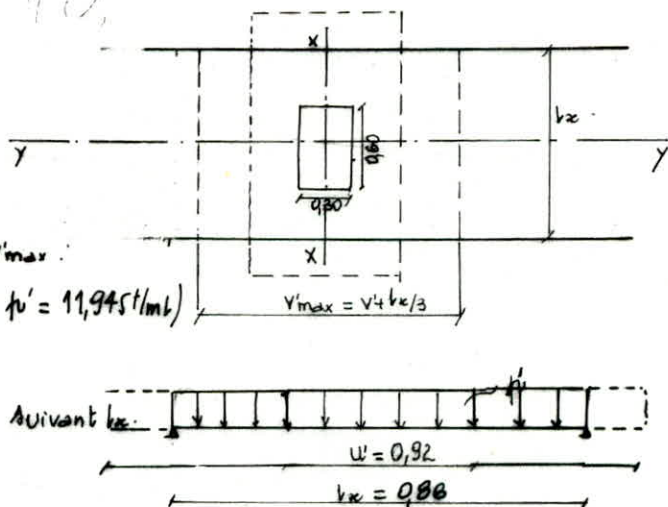
d'où le moment fléchissant:

$$M_{0x} = \frac{p \cdot l_x}{4} \left(l_x - \frac{u'}{2} \right); \quad p = \frac{P}{u' \cdot v'_{max}}$$

$$p = \frac{10}{0,92 \cdot 0,91} = 11,945 \text{ t/m}^2 \quad (p' = 11,945 \text{ t/ml})$$

$$M_{0x} = 1104,3 \text{ kg m}$$

$$M_x = 0,8 M_{0x} = 883,44 \text{ kg m.}$$



Effort tranchant:

principe de calcul: consiste en la détermination du point d'application du point d'application de la surcharge donnant le moment max. de tracer la ligne d'influence de l'effort tranchant pour un appui

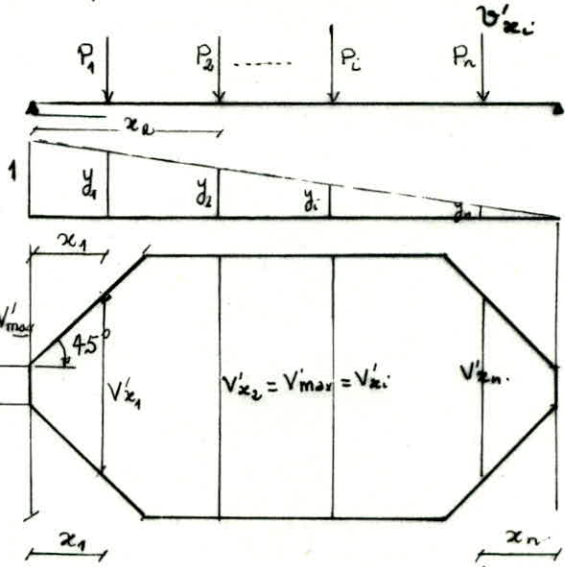
donc : L'effort tranchant est donné par la formule $T = \sum_{i=1}^n P_i y_i$

pour v_{xi} on prend :

$$v_{xi} = v + 2x_i \quad v_{xi} < V_{max}$$

$$V_{xi} = V_{max} \quad \text{Sinon.}$$

pour les valeurs de x qu'on prend :
 x_i sera la distance de l'appui au point d'application de la charge.

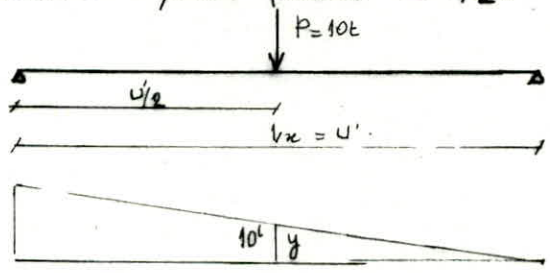


Application pour Br :

on prend la charge de 10^t concentrée qu'on place à $u'/2$.

$$T_x = \frac{10 \cdot 10^3 \cdot 0,5}{0,91} = 5494,5 \text{ kg/m.}$$

$$T_x^{max} = 5494,5 \text{ kg/m.}$$



122 Surcharge Bt.

$$u' = 60 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,20 = 0,92 \text{ m}$$

$$v' = 0,25 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,20 = 0,57 \text{ m}$$

$$V_{max} = v' + \frac{v_x}{3} = 0,86 \text{ m}$$

$$M_{ox} = \frac{P \cdot v_x}{4} \left(l_x - \frac{u'}{2} \right) = \frac{10,11 \cdot 0,86}{4} \left(0,86 - \frac{0,86}{2} \right)$$

$$M_{ox} = 934,7 \text{ kgm}; \quad M_x = 747,8 \text{ kgm./ml.}$$

Effort tranchant

On fait le même calcul que celui de Br.

$$T_x = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{V_{xi}} = \frac{8 \cdot 10^3 \cdot 0,5}{0,86} = 4659,16 \text{ kg/ml.}$$

5 Surcharge Bc.

$$u' = 0,25 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,20 = 0,57 \text{ m}$$

$$v' = 0,25 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,20 = 0,57 \text{ m}$$

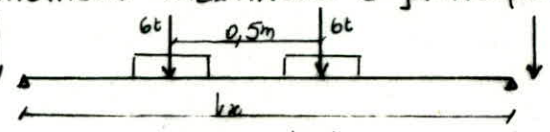
$$V_{max} = v' + \frac{v_x}{3} = 0,57 + \frac{0,86}{3} = 0,86 \text{ m}$$

pour trouver la disposition donnant le moment maximum. le principe est :

On positionne les deux roues de deux véhicules voisins l'entre axe des roues : 0,5m.

on essaye de voir si une 3^e roue de

l'un des véhicules peut se mettre à l'intérieur de l_{ax} si oui le moment max.

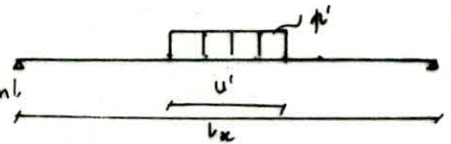


est celui qui est causé par les 2 roues de Bt; Sinon (3ème roue est extérieur axle) Le moment max est celui causé par une seule roue de Bt; On est dans ce cas.

$$M_{ox} = p' \frac{l_x}{4} \left(l_x - \frac{u'}{2} \right) \quad ; \text{ avec } p' = 12,24 \text{ t/ml}$$

$$M_{ox} = 12,24 \left(\frac{9,86}{4} \left(9,86 - \frac{0,57}{2} \right) \right) = 1513,17 \text{ kgm/ml}$$

$$\Rightarrow M_{ix} = 0,8 M_{ox} = 1210,54 \text{ kgm/ml}$$

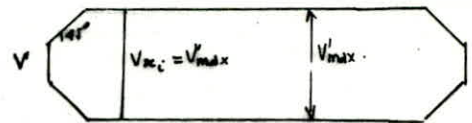
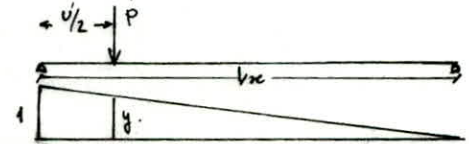


Effort tranchant : On calcule de la même manière que Bt et Bt seulement on calculera y et V_{xi}

Calcul de y ; $y = \frac{l_x - u'/2}{l_x} = 0,669$

$$V_{xi} = V_{max} = 9,86 \text{ m}$$

$$T = \frac{I \cdot p' \cdot y}{V_{xi}} = \frac{6 \cdot 10^3 \times 9,86 \times 0,669}{9,86} = 4667,44 \text{ kg/ml}$$



123 Surcharge Militaire. Mezo

On va donner le principe de calcul pour la surcharge Mezo qui sera le même que pour le convoi D (C₀) et Mezo du fait que ces surcharges sont de dimension grande (surface d'impact). En principe pour avoir les efforts les plus défavorable on ne tient pas compte de la diffusion suivant l_{xz} et l_{yz}. (majoration du poids par unité de longueur), donc le calcul sera le même que pour G, 4.

Mezo a pour surface d'impact 1m x 6,10m et une surcharge de 55t.

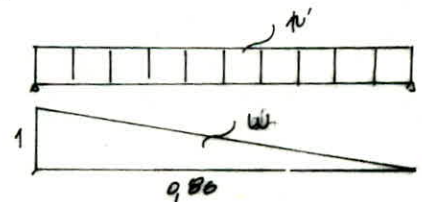
$$\Rightarrow p' = \frac{55}{1 \cdot 6,10} = 9,016 \text{ t/m}^2 \rightarrow p' = 9,016 \text{ t/ml}$$

$$\text{Moment flechissant } M_{ox} = \frac{p' l_x^2}{8} = \frac{9,016 \cdot 9,86^2 \cdot 10^3}{8} = 833,53 \text{ kgm/ml}$$

$$M_{ix} = 666,82 \text{ kgm/ml}$$

Effort tranchant : $T = p' \cdot w$

$$T = 9,016 \cdot 10^3 \times 0,43 = 3876,9 \text{ t/ml}$$



Surcharge Mezo :

la surcharge Mezo a pour surface d'impact, 9,85 x 4,90 et une surcharge de 36t.

$$\Rightarrow p' = \frac{36}{9,85 \cdot 4,90} = 8,643 \text{ t/m}^2 \rightarrow p' = 8,643 \text{ t/ml}$$

$$\text{Moment flechissant : } M_{ox} = \frac{8,643 \cdot 10^3 \times 9,86^2}{8} = 799 \text{ kgm/ml} \rightarrow M_{ix} = 639,2 \text{ kgm/ml}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_x = p' \cdot w = 8,643 \times 0,43 \cdot 10^3 = 3716,5 \text{ kgm/ml}$$

Surcharge exceptionnelle (Convoi D)

le convoi D a pour surface d'impact 3,20 x 18,60 et une surcharge de 240 t.

$$p' = \frac{240}{18,60 \times 3,20} = 4,032 \text{ t/m}^2 \rightarrow p' = 4,032 \text{ t/ml}$$

$$\text{Moment flechissant : } M_{ox} = 4,032 \cdot 10^3 \times \frac{9,86^2}{8} = 372,8 \text{ kgm/ml}$$

$$\Rightarrow M_x = 0,8 M_{ox} = 298,24 \text{ kgm/ml.}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_x = 4,032 \cdot 10^3 \times 0,43 = 1733,8 \text{ kg.m/ml.}$$

Coefficient de majoration dynamique.

Les efforts dus aux surcharges B et militaires seront majorés par le Coefficient de Majoration dynamique δ défini par la formule suivantes

$$\delta = 1 + \frac{94}{1+9,2L} + \frac{96}{1+4P/s}$$

avec $L = \min(l_1, l)$; $l = 26,45$ (portée) ; $l_1 = \max(l_r, l_p)$; $l_r = 8,00 \text{ m.}$
 l_r (largeur roulable) ; l_p : entre axe de la poutre de Rive : $9,8 \text{ m.}$

P poids total du tablier ; à l'exception des poutres principaux compris dans la surface L par la largeur totale du pont entier.

Erotoir + corniche	-----	$2,5 \times 2 \times 9,8 (0,24 \cdot 1,75 + 0,40 \cdot 0,95) = 23,02$
revêtement	-----	$2,2 \times 0,08 \times 8 \times 9,8 = 13,80 = 14,00$
Hourdis.	-----	$2,5 \times 0,20 \times 11,2 \times 9,8 = 54,88 =$
Glissière + garde Corps	-----	$0,150 \times 9,8 \times 2 = 2,94.$

$$I = 95,14 \text{ t.}$$

Si surcharge totale que l'on peut disposer sur la distance L ($9,80 \text{ m.}$) pour le cas B_c ou peut disposer de convoi de 1 camion, $b_c = 1,1$)

$$s = 1,1 \times 2 \times 30 = 66 \text{ t.}$$

pour le cas B_t ou peut disposer de tendons ($b_t = 1$) $s = 1 \times 2 \times 32 = 64 \text{ t.}$

Tableau donnant les Valeurs de δ .

Surcharge	B_r	B_t	B_c	M_{c80}	M_{c120}
$S(t)$	10	64	66	72	110
δ	1,150	1,221	1,223	1,230	1,269

Après le calcul des moments et des Effort tranchant ; on a trouvé que la surcharge B_c, B_r donnait l'effet le plus défavorable.

Moment flechissant $M_x = 1210,54 \text{ kgm/ml.}$

$$\text{Effort pondéré : } M_x = 1210,54 \times 1,223 = 1480,5 \text{ kgm/ml.}$$

Effort tranchant : $T_x = 5494,5 \text{ kg/ml} \rightarrow B_r$

$$\text{Effort pondéré } T_x = 5494,5 \times 1,150 = 6318,7 \text{ kg/ml.}$$

Sollicitations maximales.

moment flechissant : nous avons fait les combinaisons pour toutes les surcharges.

- Surcharge civile : $G + 1,2S$ (G moment dû à poids propres
 S : Somme de moments flexion locale et transversale).

- Surcharge Militaire et exceptionnelle : $G + S.$

Flexion locale : $M_x = 48,37 \text{ kgm/ml.}$ (Effort dû à G).

$$M_x = 1480,5 \text{ kgm/ml.} \text{ (Effort dû à } B_c)$$

Flexion transversale. $M_x = 114 \times 1,223 = 139,4 \text{ kg/ml}$ (Effort dû à B_c)

Moment resultant. $M = 1992,25 \text{ kgm/ml}$ (surcharge civile $G+1,25$).

$$\begin{aligned} \text{Effort tranchant } T &= T_{z_0} + 1,2 T_{z_{0r}} = 281,22 + 1,2 \cdot 6318,7 \\ &= 7863,7 \text{ kg/ml.} \end{aligned}$$

Ferraillage.

Suivant xz ; $M_x = 1992,25 \text{ kgm/ml}$.

Acier T16 HA enrobage $e = 3 \text{ cm}$.

Nous utilisons la méthode de CHARON.

$$y = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1992,25 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 17^2} = 0,0369 \rightarrow k = 45,8 ; E = 0,9178.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot e \cdot h} = 4,56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4T16. (A = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ espacés de } 20 \text{ cm}$$

Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \sigma_a \cdot \bar{\omega}}{\phi} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\sigma_a}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad (\text{en bars})$$

$$\bar{\omega} = \frac{A}{8e} = \frac{8,04}{2 \times 100 \times 2,8} = 0,0144. \quad k = 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable); } \eta = 1,6 ; \bar{\sigma}_b = 7,56$$

On trouve $\sigma_1 = 1259 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_2 = 2078 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_a = \min(2/3 \sigma_{cn} ; \max(\sigma_1 ; \sigma_2)) = 2078 \text{ kg/cm}^2$$

Nous recalculons la section d'acier avec $\sigma_a = 2078 \text{ kg/cm}^2$; le calcul nous donne $A = 6,22 \text{ cm}^2$ la section $A = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacés de 25 cm reste valable.

Armature supérieures: Comme le moment à l'appui est plus faible que le moment en travée ou gardera le même ferraillage que celui de l'armature inférieures calculés ci-dessus.

$\rightarrow 4T16$ espacés de 25 cm .

Suivant yz :

p En prend comme armature suivant yz : $A_y = \frac{A_x}{3}$ (Armature de répartition).

Armatures supérieures: $A_y = \frac{1}{3} 8,04 = 2,68 \text{ cm}^2$ soit $4T12/\text{ml}$ espacés de 25 cm

Armatures inférieures $A_y = 2,68 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit $4T12/\text{ml}$ espacés de 25 cm .

Verifications:

Verification au cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Suivant xz $T_x = 7863,7 \text{ kg/ml}$.

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$z = \frac{1}{8} h = 14,875 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \tau_b = 5,29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b.$$

Verification au poinçonnement
 pour les charges localisées une verification au non poinçonnement est
 necessaire

$$\text{Condition de non poinçonnement: } \frac{1,5 P}{P_c \cdot R_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 9,18 \text{ kg/cm}^2$$

P : valeur de la charge localisée.

h_f : epaisseur de la dalle

P_c : perimetrie du contour de diffusion sur le plan moyen de la
 dalle

On traitera chaque cas des roues B.

$$\text{- Br : } P = 10t ; P_c = 2(92 + 87) = 318 \text{ cm.} \rightarrow \frac{1,5 P}{P_c \cdot R_t} = 2,36 \text{ kg/cm}^2 < 9,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{- Bt : } \frac{1,5 P}{P_c \cdot R_t} = 2,013 \text{ kg/cm}^2 < 9,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{- Bc : } \frac{1,5 P}{P_c \cdot R_t} = 1,97 \text{ kg/cm}^2 < 9,18 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité du beton

La section réelle A des armatures longitudinales tendues doit être égale
 (ou supérieure) à $A = \max \{ A_0 ; \min(A_1, A_2) \}$ avec.

A_0 = section d'armatures en travée qui résiste aux sollicitations

A_1 = section d'armatures susceptible de résister aux sollicitations
 précédentes majorées de 20%

pour une dalle : $A_1 = 1,2 A_0$
 $A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b R \frac{2-s}{2}$ suivant lx ; $s = \frac{lx}{ly}$

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b R \frac{1+s}{4}$$
 suivant ly .

Suivant lx : $A_0 = 8,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 9,65 \text{ cm}^2$; $s = \frac{lx}{ly} = 0,033$
 $A_2 = 0,69 \frac{7,65}{2800} \cdot 100 \cdot 17 \left(2 - \frac{0,033}{2} \right) = 3,15 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_0 ; \min(A_1, A_2)) = 8,04 \text{ cm}^2$$

Suivant ly : $A_0 = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 5,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 0,83 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_0 ; \min(A_1, A_2)) = 4,52 \text{ cm}^2$$

Il n'y a pas de risque de rupture du type fragile.

Verification à l'adhérence : $\bar{\tau}_d = 2,5 \psi_s \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 7,65 = 28,7 \text{ kg/cm}^2$

Suivant lx : $\bar{\tau}_d = \frac{T_x}{n P_x \delta z}$

$$T_x = 78637 \text{ kg/m}$$

$$n = 4$$

$$P_x = \pi \phi = \pi \cdot 1,6 = 5 \text{ cm}$$

$$\delta z = \frac{7}{8} h_x = 14,875 \text{ cm}$$

Suivant ly :

$$\bar{\tau}_d = 26,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

= Ferrailage du porte à faux.

On a déjà calculé le ferrailage de la dalle ou vérifiera si on peut prendre le même ferrailage pour le porte à faux. La largeur maximum du porte à faux est 54cm.

D'après le C.P.C. La surcharge à prendre en compte est une roue isolée de 6t. dont la surface d'impact est un carré de dimension 0,25m x 0,25m; Les Effets de cette roue ne se cumulent pas avec ceux des autres charges de chaussée ou de trottoirs.

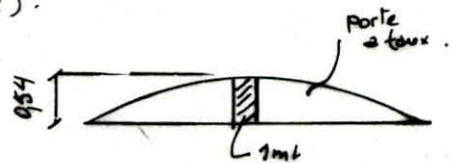
Vérifions la sécurité à l'égard de la surcharge de 6t.

le moment à l'encastrement: M : (on prendra 1mB au milieu du porte à faux).

$$M = M_q + M_g$$

$$M = 0,20 \times 1 \times 0,54 \times 2,5 \times \frac{0,54}{2} + 1,2 \times 6 \times (0,54 - 0,25)$$

$$= 2,2 \text{ tm.}$$



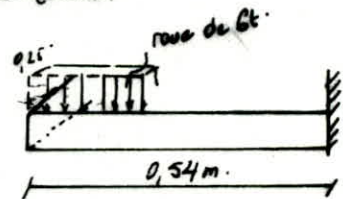
On utilise la méthode de CHARON. Schéma de Vérification.

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \times A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 8,04}{100 \times 17} = 0,473$$

$$\rightarrow \varepsilon = 0,8958 \text{ cm} ; k = 33$$

$$\sigma_a = \frac{2,2 \cdot 10^5}{8,04 \cdot 0,8958 \cdot 17} = 1796,8 \text{ kg/cm} < \sigma_{en}$$

$$\sigma_b' = \frac{1796,83}{33} = 54,5 \text{ kg/cm} < \bar{\sigma}_b'$$



donc On prendra le même ferrailage pour le porte à faux que celui de la dalle.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Introduction

Depuis la remarquable invention; le béton armé étend son champs d'expérience et, pendant près de cent ans; ravit tous les records aux autres Techniques de Construction.

Mais dès 1930 un nouveau matériau révolutionnaire inventé et mis au point par Eugène FREYSSINET prend la relève de manière si indistutable que cette invention est considérée aujourd'hui comme aussi importante que la découverte de l'arc. Concernant la précontrainte M^r FREYSSINET dit:

"la précontrainte est une révolution dans l'art de Construire"

De nos jours la précontrainte est présente dans tous les grands ouvrages; alliant aux prouesses techniques la magie des formes.

Definition

Nous emprunterons la définition du principe fondamentale de la précontrainte des structures donnée par Eugene FREYSSINET:

"précontraindre une construction; c'est la soumettre; avant application des charges; à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leurs composition avec celles provenant des charges donne en tous points des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération."

I/ Détermination de l'effort de précontrainte:

+ on a trouvé la poutre la plus sollicitée qui est la poutre (P_g); donc à la section médiane on a $M_g = 256,643 \text{ t.m}$; $M_g = 199,88 \text{ t.m}$

pour la détermination de l'effort de précontrainte, nous admettons que les contraintes de Béton au droit des fibres extrêmes de la section sont limites.

$$\bar{\sigma} \leq \sigma \leq \bar{\sigma}' \quad ; \quad \bar{\sigma}: \text{contrainte admissible du Béton en traction}$$

$\bar{\sigma}':$ contrainte admissible du Béton en compression

et que si on prend la phase de service:

- section résistante; poutre + dalle
- Effort appliqué → Moment de la charge permanente + moment surcharge
→ Effort de Précontrainte P.

Calcul des Efforts Appliqués pour cette phase

Caractéristiques Géométriques des sections poutre + dalle

$$B = 7839,45 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I = 18846209,34 \text{ cm}^4 \quad ; \quad V_s = 52,73$$

$$i^2 = 2404,23 \text{ cm}^2 \quad ; \quad e = -v_i + d_i = -97,27 + 18 = -79,27 \text{ cm}$$

$$v_i = 97,27$$

Contraintes Engendrées par charges et Surcharges

⊙ sous charges permanentes $M_g = 256,643 \text{ t.m}$

$$\text{- fibre sup} \quad \sigma'_a = \frac{M_g \cdot V_s}{I} = \frac{256,643 \times 52,73}{18846209,34} = 71,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{- fibre inf} \quad \sigma_a = - \frac{M_g}{I} v_i = - \frac{256,643 \times 97,27}{18846209,34} = - 132,46 \text{ kg/cm}^2$$

⊕ Sous Surcharges : $Mq = 199,880 \text{ t.m}$

- fibre sup $\sigma'_q = \frac{Mq}{I} v_s = \frac{199,88 \times 52,73}{18846209,34} = 55,92 \text{ kg/cm}^2$
- fibre inf $\sigma_a = -\frac{Mq}{I} v_i = -\frac{199,88 \times 97,27}{18846209,34} = -103,16 \text{ kg/cm}^2$

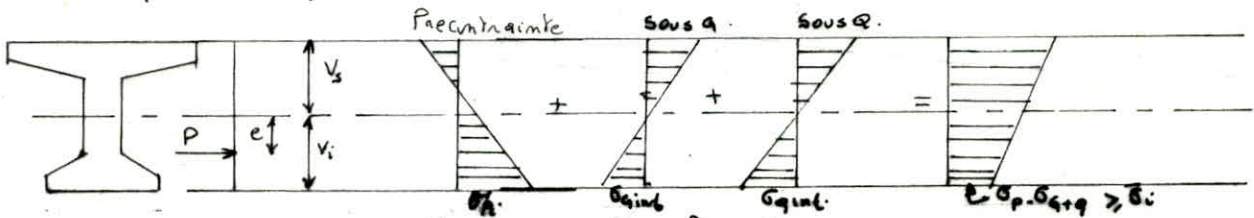
Contrainte de Traction Totale = $\sigma_a + \sigma_q = -132,46 + (-103,16) = -235,62 \text{ kg/cm}^2$

La poutre est sollicitée en flexion composée sous l'effort de précontrainte P

fibre supérieure : $\sigma_p = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0}{I} \cdot v_s$: Traction

fibre inférieure : $\sigma'_p = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0}{I} \cdot v_i$: Compression

d'où la force de précontrainte à la phase de service est tel que :



Où aura $\sigma_p - \sigma_{a+q} \geq \bar{\sigma}_i \Leftrightarrow \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot v_i}{I} - \sigma_{a+q} \geq 0$

$\Leftrightarrow P \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot v_i}{I} \right) \geq \sigma_{a+q} \Leftrightarrow P \geq \frac{\sigma_{a+q}}{\left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot v_i}{I} \right)} = + \frac{235,62}{\left(\frac{1}{1888,45} + \frac{97,27 \times 97,27}{18846209,34} \right)}$

$\Leftrightarrow P \geq 439 \text{ t.}$

Remarque

L'effort de précontrainte calculé ($P = 439 \text{ t}$) ; tient compte de la phase de service (section résistante poutre + dalle) ; car comme on va le voir un peu plus loin (vérification des contraintes) l'effort de précontrainte doit être fonction de chaque phase d'exécution. En prenant ($P = 439 \text{ t}$) . On vérifiera cette contrainte dans ces différentes phases.

4-3 : Détermination du nombre de Cable

on estime les pertes de précontrainte à 25% ; l'intensité des forces de précontraintes à l'ancrage est augmenté de 25% par rapport à la mi-travée.

$\Rightarrow P_0 = 1,25 P = 548,75 \text{ t}$

la force du cable à la mise en tension à l'origine (ancrage) est égale au min ($0,95 R_g, 0,95 T_g$) = $85,08 \text{ t}$.

Le nombre de cable est : $n = \frac{P_0}{85,08} = 6,45$

Remarque : on prend 7 cables ST13, on utilisera des cables et de verin Freyssinet.

4-4 Disposition Constructive et Relevage

- Comme la poutre est symétrique ; et le type d'ancrage utilisé (type Actif) nous allons faire la description sur une demi portée.
- Au niveau de la section médiane (section dangereuse), les armatures de précontrainte doivent travailler à leurs maximums.

Tableau donnant les valeurs de d_i, d_c pour chaque Cable

Cable	$\alpha^{(0)}$	$d'(\text{cm})$	$y(\text{cm})$	$a \cdot 10^4 \text{cm}^2$	$d_c(\text{cm})$	$d_i(\text{cm})$
①	24,15°	37,9	92,10	5,491	410	263
②	24,15	27,8	102,20	4,954	454	519
③	24,15	22,75	107,25	4,720	477	746
④	15	12,65	97,35	1,944	727	646
⑤	12	7,6	77,4	1,459	728	645
⑥	10	7,6	52,4	1,483	594	779
⑦	7	7,6	27,4	1,376	446	927

Caracteristique Geometrique des Sections

- Caracteristique geometrique nette : Section poutre + dalle qui est prise en compte

$$S_{net}^A = B_{net} \cdot V_s \Rightarrow V_s = \frac{S_{net}^A}{B_{net}} = \frac{S_{br} - S(\phi)}{B_{br} - B(\phi)} ; d' = \frac{\sum B_i(\phi) \cdot d_i}{\sum B_i(\phi)} ; s(\phi) = B(\phi) \cdot (h_t - d')$$

$$I_{net}^A = I_{br}^A - I^A(\phi) \quad I^A(\phi) = I_0(\phi) + [B(\phi)] \cdot d_i^2 \quad I_{G_{net}}^A = I_{net}^A - S_{net}^A \cdot V_s ; V_i = h_t - V_s$$

avec S_{br} : moment statique de la section brute par rapport à la fibre supérieure (axe Δ)

$S(\phi)$: moment statique des trous par rapport à la fibre supérieure

B_{br} : aire de la section brute

B_{net} : section nette

$B(\phi)$: section des câbles

I_{br}^A, I_{net}^A : moment d'inertie respectivement de la section brute et section nette par rapport à la fibre supérieure

$I_{G_{net}}^A$: moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section nette

V_s, V_i : distance respectivement entre le centre de gravité de la section nette et la fibre supérieure, et le C.D.G. de la section nette et la fibre inférieure.

Excentricité du Cable Equivalent dans une Section

L'effort de precontrainte total au droit de chaque section peut se decomposer en 2 composantes $N = \sum P \cos \alpha_i$ et $V = \sum P \sin \alpha_i$

(N composante horizontale ; N composante verticale)

P l'effort de precontrainte d'un seul câble.

Soit z_i : La distance du point d'application du câble i à la fibre supérieure de la section.

\bar{z} : La distance du câble equivalent à la fibre supérieure.

Nous avons $\bar{z} \cdot N = \sum z_i \cdot P \cdot \cos \alpha_i \Rightarrow \bar{z} = \frac{\sum z_i \cdot P \cdot \cos \alpha_i}{\sum P \cos \alpha_i} = \frac{\sum z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$

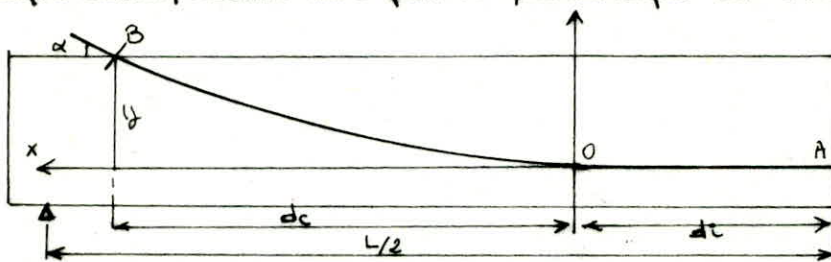
L'excentricité du câble equivalent par rapport au centre de gravité de la section nette est $e = V_s - \bar{z}$

Comme on doit calculer les Caracteristiques geometriques des sections pour chaque section d'émergence on présentera ou calculer pour une section, les autres se feront de la même manière.

- Le tracé des câbles doit reprendre aux indications de calcul et aux exigences d'une bonne exécution
- Le meilleur tracé des câbles est celui qui pour l'effort minimum de précontrainte introduit dans toutes les sections la précontrainte nécessaire et suffisante
- Il faut éviter les croisements des câbles et les variations brusque de courbure, des rayons de courbure trop faible
- à l'about le centre de gravité des câbles doit coïncider avec le C-D-G, section de la poutre

Relevage

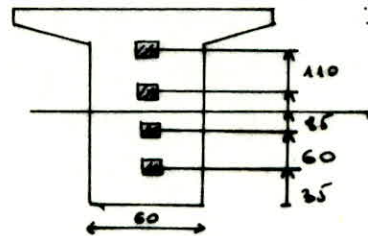
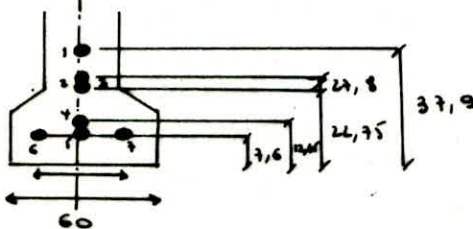
- zone de Relevage des câbles est défini par la longueur L_0 ; $\frac{L}{4} \leq L_0 \leq \frac{L}{3}$
- L'angle de sortie des câbles à la face supérieure est un angle standard tel que: $tg \alpha = 0,45$
- L'angle de sortie des câbles à l'about est tel que: $0 \leq \alpha \leq 20^\circ$
- le rayon de courbure (R) des câbles est tel que $R \geq 800 \phi$ avec ϕ : diamètre du fil constituant le câble
- Chaque câble présente une partie parabolique et une partie rectiligne.



- d_c : distance comprise entre le milieu de la poutre et le début de relevage du câble
- d_r : distance entre le début de relevage et le point d'émergence du câble
- OA: partie rectiligne; de longueur d_r
- OB: " parabolique d'équation $y = ax^2$

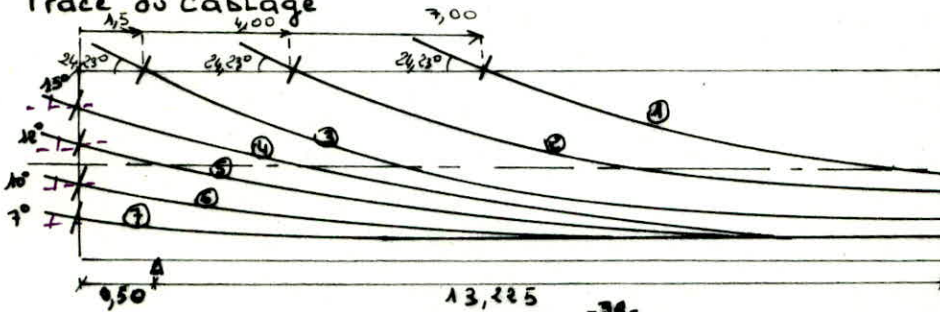
les coordonnées d'un point se trouvant sur la partie parabolique sont (x, y)
 $y = ax^2 \Rightarrow$ pour $x = d_c$ on a $y = ad_c^2$ et $tg \alpha = \frac{dy}{dx} = 2x \cdot a$
 don on aura $a = \frac{tg^2 \alpha}{4y}$ $d_c = \frac{tg \alpha}{2a}$

Disposition des Câbles



Disposition à l'about

Tracé du Cablage



Section d'Emergence du Câble N°2 (Apres Emergence)

Câbles	α_i (°)	y_i	z_i	$\cos \alpha$	$z_i \cos \alpha$	z_i^2
③	12,20	24,76	102,49	0,977	100,18	10504,70
④	6,92	19,96	117,39	0,993	116,53	13779,79
⑤	5,50	15,99	126,51	0,995	125,93	16004,15
⑥	3,33	5,70	136,70	0,998	136,47	18687,29
⑦	0,76	0,32	142,08	0,999	142,07	20187,48
			Σ	4,962	621,18	79163,8

$$x_i = \left(\frac{L}{2}\right) + 50 - 400 + \left(\frac{5,05}{2}\right) - d_i$$

$$y_i = a_i x_i^2$$

$$\alpha_i = \text{Arctg}(2a_i x_i)$$

$$z_i = 150 - y_i - d_i$$

$$\bar{z} = \frac{\Sigma z_i \cos \alpha_i}{\Sigma \cos \alpha_i} = \frac{621,18}{4,962} = 125,19 \text{ cm}$$

Caracteristiques de la section nette :

$$B_{br} = 8251 \text{ cm}^2 ; S_{\Delta}^{br} = 449251 \text{ cm}^3 ; I_{br}^p = 45155660,17 \text{ cm}^4$$

$$\text{aire des trous des câbles : } B(\phi) = 4 \frac{\pi D^2}{4} = 4 \times \frac{\pi (5,05)^2}{4} = 80,08 \text{ cm}^2$$

$$S(\phi) = B(\phi) \times \bar{z} = 10025 \text{ cm}^3$$

$$I_0(\phi) = I_0(\phi) + \Sigma B_i(\phi) z_i^2 = \frac{\pi (5,05)^4}{64} + \frac{\pi (5,05)^2}{4} \times 79163,8 = 1584848,64 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où : } B_{net} = B_{br} - B(\phi) = 8150,95 \text{ cm}^2$$

$$S_{net}^{\Delta} = S_{\Delta}^{br} - S_{\Delta}(\phi) = 436726,5 \text{ cm}^3$$

$$I_{net}^p = I_{br}^p - I_0(\phi) = 43570811,53 \text{ cm}^4$$

$$V_s = \frac{S_{net}^{\Delta}}{B_{net}} = 53,58 \text{ cm} ; V_c = h_c - V_s = 96,42 \text{ cm}$$

$$I = I_g = I_{net}^p - S_{net}^{\Delta} \cdot V_s = 20171364,86 \text{ cm}^4 ; i^2 = \frac{I}{B} = 2474,76 \text{ cm}^2$$

$$e = V_s - \bar{z} = -71,61 \text{ cm}$$

Tableau donnant les caracteristiques geometriques nette des sections et l'excentricité du câble equivalent : pour differentes sections

Sections	V_s (cm)	V_c (cm)	B (cm ²)	I (cm ⁴)	i^2 (cm ²)	e (cm)
Section d'about	61,25	88,75	11719,88	24134134,62	2059,25	-16,55
Sect. juste avant l'embr N°1	53,33	96,67	8110,8	19909945,13	2454,62	-65,56
Après Emer cable N°1	53,28	96,72	8130,82	19915053,22	2449,33	-80,42
Avant N°2	53,63	96,37	8130,82	20159740,92	2479,42	-55,88
Après N°2	53,58	96,42	8150,85	20171364,86	2474,76	-71,61
Section Avant N°3	61,14	88,86	11699,85	24019411,78	2052,97	-27,22
Après N°3	61,08	88,92	11719,88	24043122,16	2051,48	-42,04
Sect à 4/4	53,32	96,68	8110,79	19910102,28	2454,77	-66,88
sect mediane	53,10	96,90	8110,79	19812936,81	2442,79	-79,20

7. Fuseaux Limites - Câble équivalent

Definition : Le fuseau Limite est une zone limite par 2 courbes général paraboliques dans laquelle doit se situer le centre de pression de forces dans les sections pour que ces dernières soient toujours comprimées. Le fuseau limite résulte du tracé des deux fuseaux limites élémentaires.

⊕ Premier Fuseau Limite : C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction (quelque soit le cas de charge), sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes. Il est limité au niveau de chaque section. par :

$$e_1 = a' - \frac{M_0}{N} \quad \text{et} \quad e_2 = a - \frac{M_0 + M_9}{N} \quad ; \quad \text{avec} \quad a' = -\frac{c^2}{v_s} \quad ; \quad a = \frac{c^2}{v_c} \quad (\text{a, a' sont les limites du noyau central})$$

$$N = P \Sigma \cos \alpha_i$$

⊕ Deuxième Fuseau Limite : C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale soit inférieure ou égale à $\bar{\sigma}'$ (contrainte admissible en compression). Sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes et quelque soit le cas de charge ce fuseau est défini par les deux valeurs limites suivantes :

$$S = \left(\frac{\bar{\sigma}}{N} - 1 \right) \frac{c^2}{v_s} - \frac{M_0 + M_9}{N} \quad ; \quad S' = - \left(\frac{\bar{\sigma}}{N} - 1 \right) \frac{c^2}{v_c} - \frac{M_0}{N}$$

Câble équivalent : Dans une section de béton précontraint traversé par plusieurs câbles, on peut remplacer fictivement l'ensemble des forces de précontrainte par une seule force résultante \bar{P} appliquée en un point, donc l'ensemble des câbles peuvent être assimilés par la section \bar{a} ou câble unique, tangent à la ligne d'action de \bar{P} et dont la tension serait égale à \bar{P} . Le lieu de passage des différents points tangents ; le long de la poutre donne le tracé du câble dit "câble équivalent".

Les valeurs e_1, e_2, S, S' pour les sections d'about médiane et du quart sont regroupées dans les tableaux ci-dessous, ces valeurs vont nous servir pour tracer le fuseau limite.

Premier Fuseau Limite

	M_0 (t.m)	M_9 (t.m)	$N = P \Sigma \cos \alpha_i$	$\frac{M_0}{N}$ (cm)	$\frac{M_0 + M_9}{N}$ (cm)	a (cm)	a' (cm)	e_1 (cm)	e_2 (cm)
Mediane	256,643	199,88	439	58,5	104	25,21	-46,0	-104,5	-78,79
Quart	192,483	148,928	432,98	44,46	79,08	25,39	-46,04	-90,50	-53,68
About			245,90	0	0	23,20	-33,62	-33,62	-23,20

Deuxième Fuseau Limite

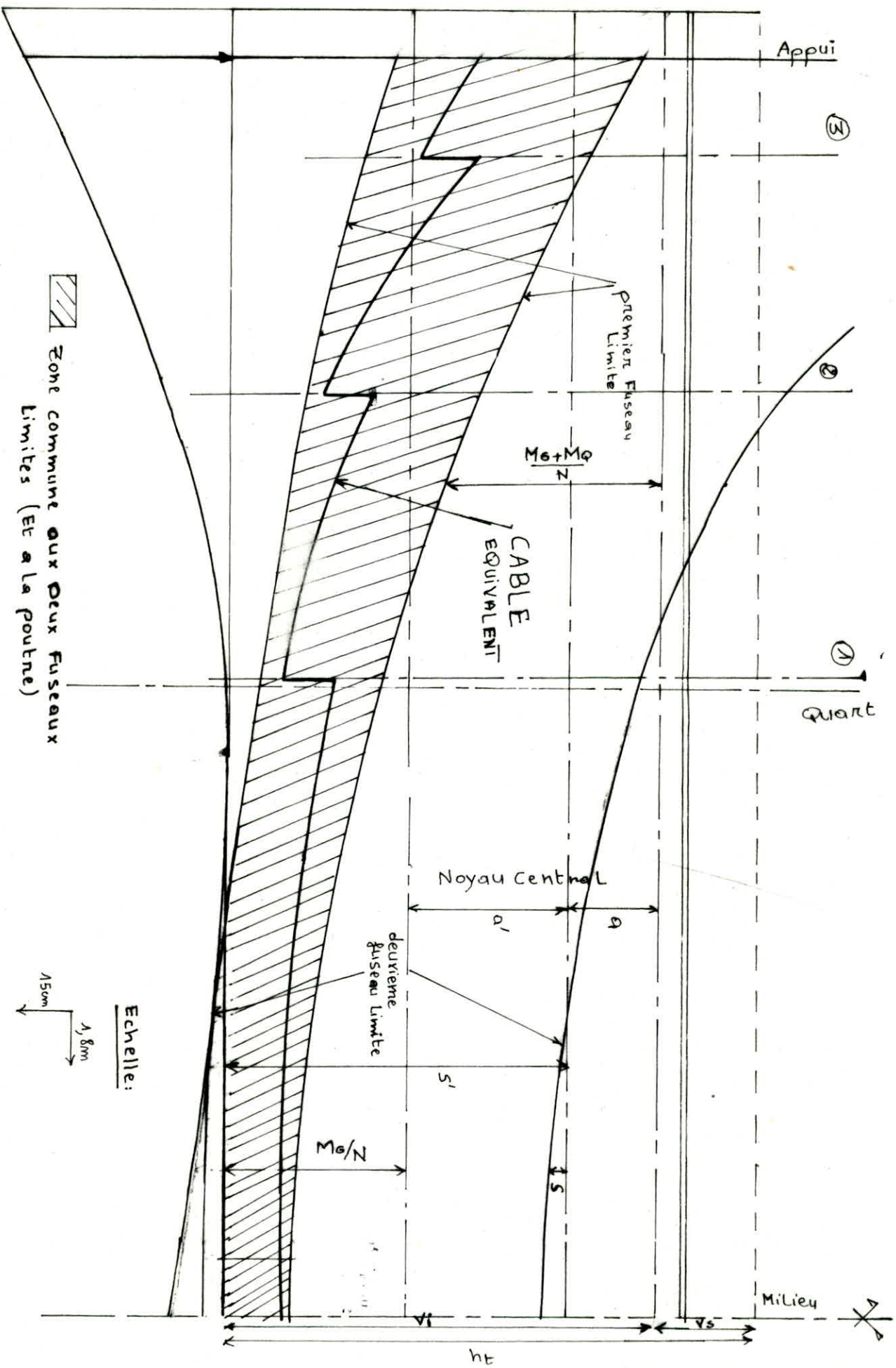
Section	B (cm ²)	N (t)	$a' = -\frac{c^2}{v_s}$	$a = \frac{c^2}{v_c}$	$\frac{\bar{\sigma}}{N}$	$\frac{M_0}{N}$	$\frac{M_0 + M_9}{N}$	S	S'
Mediane	8110,8	439	46,0	25,25	3,104	58,5	101,0	-7,216	-111,626
Quart	8110,8	432,98	46,04	25,39	3,147	44,46	79,08	19,768	-98,97
About	11719,3	245,90	33,62	23,20	8,007	0	0	235,57	-162,56

Graphes des Fuseaux Limites et Câble équivalent

(Voir Graphes sur la page suivante)

FUSEAUX LIMITES ET CABLE EQUIVALENT

Milieu



PERTES ET CHUTES DE TENSION

Introduction

1. La tension initiale du câble de précontrainte (mesurée au venin), sert pour le calcul de la tension probable dans les câbles, car dernière est égale à la tension initiale diminuée des pertes de précontrainte qui peuvent être classées en deux catégories selon leur origine.

- Pertes instantanées : Ils sont propre au dispositif mécanique d'application de la précontrainte (frottement, déformation instantanée du Béton, recul d'ancrage)
- Pertes différées : liées à l'évolution rhéologique des matériaux, aciers et Béton avec le temps (fluage du béton, retrait, relaxation de l'acier)

La prévision aussi exacte que possible des pertes de précontrainte est essentielle pour le calcul des ouvrages parcequ'il faut éviter de :

- trop peu tendre les aciers actifs : les pertes seraient alors la cause de l'évanouissement de l'effort de précontrainte
- trop tendre les aciers actifs : le Béton et l'acier seraient à tort (trop sollicités au moment de la mise en tension avec risque de rupture)

On notera en fin que ce sont les pertes de précontrainte qui ont au début entravé le développement du Béton précontraint et que la pathologie des ouvrages précontraint continue de monter qu'une grande partie des désordres observés et dû à une mauvaise évaluation des pertes différées.

2. Etude des pertes Instantanées

2.1 Déformation instantanée du Béton à la mise en tension : un câble déjà tendu et ancré sur le Béton subit le raccourcissement élastique du Béton provoqué par la mise en tension ultérieure des autres câbles. La perte de précontrainte qui en résulte est faible, et difficile à calculer. Elle peut être assimilée à une perte uniforme correspondant à la traction $(n-1)/2$ de la déformation instantanée totale du Béton, la perte de contrainte dans l'acier est donnée par la formule suivante

$$\Delta \sigma_i = E_s E_{ci} \left(\frac{n-1}{2} \right) ; \text{ avec } E_{ci} = \frac{\bar{\sigma}_{ci}}{E_{ci}}$$

- avec :
- n : nombre des étapes de mise en tension
 - E_{ci} : Déformation relative instantanée du béton dû à toute les forces de précontrainte (sans dimension)
 - E_s : module d'élasticité de l'acier. ($E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$)
 - $\bar{\sigma}_{ci}$: contrainte permanente du béton évaluée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte
 - E_{ci} : module d'élasticité longitudinale du Béton à l'âge des mise en tension.

on ramène usuellement la perte totale de précontrainte à une valeur moyenne égale pour chacune des armatures actives à :

$$\textcircled{1} \Delta \sigma = \frac{1}{2} \frac{\bar{\sigma}_{ci}}{E_{ci}} E_s$$

$$AN: E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2; E_{ci} = 40 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{calcul de } \sigma_{ci} = \frac{\bar{v}_{ci}}{E_{ci}}$$

$$\bar{v}_{ci} = \frac{N}{8} + \frac{N e^2}{I} - \frac{M_0 \cdot e}{I} = \frac{439 \cdot 10^3}{8110,79} + \frac{439 \cdot 10^3 \cdot (79,2)^2}{19812936,81} - \frac{256,643 \cdot 10^5 \cdot 79,2}{19812936,81} = 90,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = \frac{90,52}{40 \cdot 10^4} = 2,26 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{donc } \Delta \bar{v} = \frac{1}{2} \cdot \frac{90,52}{40 \cdot 10^4} \cdot 2 \cdot 10^6 = 226 \text{ kg/cm}^2$$

✓ Pertes par frottement dans le Conduit:

Lors de la mise en tension du câble; ce dernier s'allonge mais son allongement est gêné par le frottement sur la gaine au niveau de multiples points de contact en tirant le câble et la gaine.

Les effets de frottement sont cause de perte de précontrainte ils sont d'autant plus importante que le tracé de câble est sinueux

Principe de calcul

Dans une section située à l'abscisse curviligne (x) de l'ouvrage actif, la contrainte dans l'acier est donnée par la loi de COOLEY:

$$\sigma_{pr} = \sigma_0 \cdot e^{-\mu(\alpha + \nu l)} \Rightarrow \Delta \sigma_{pr} = \sigma_0 (e^{-\mu(\alpha + \nu l)} - 1) \quad \text{avec:}$$

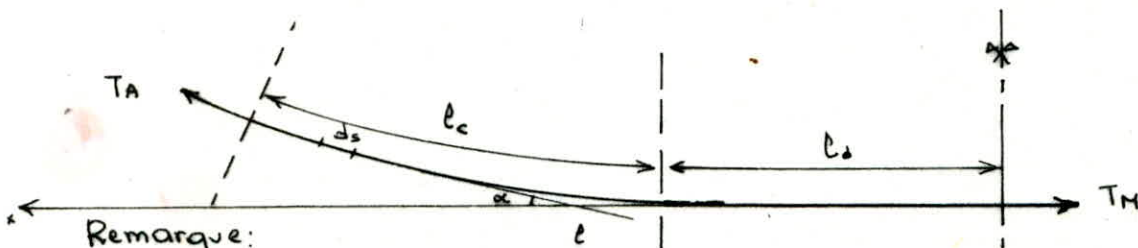
σ_0 : contrainte au droit de l'événement ($x=0$)

μ : coefficient de frottement du câble dans le conduit (en rad/m^{-1})

α : somme des déviations angulaires sur la distance (x) (en radian)

ν : déviation angulaire involontaire par rapport au tracé théorique, exprimée par une unité de longueur (en radian/m)

l : $l = l_d + l_e =$ Abscisse curviligne du point de calcul (en mètre)



Remarque:

Le coefficient (μ) dépend essentiellement de la précision avec laquelle le tracé prévu par le calcul est réalisé. précision d'autant plus facile à obtenir que les gaines sont plus rigides et que le tracé des câbles est plus simple. En général on peut prendre une valeur moyenne $\mu = 0,01 \text{ rd/m}$. Cette valeur doit être adaptée en fonction du diamètre des gaines de la distance entre leurs appuis et de la qualité d'exécution.

La tension courbe du câble est parabolique, d'équation $y = ax^2 \Rightarrow$

$$l_c = \int ds = \int \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} dx$$

En effectuant le changement de variables on obtient

$$L_e = \frac{1}{4a} \left[L_n(2ax + \sqrt{1 + (2ax)^2}) + 2ax\sqrt{1 + (2ax)^2} \right]$$

Pertes par frottement entre l'ancrage des câbles et la section médiane :

Cables	α°	$a_i (m) \cdot 10^3$	α (rd)	x (m)	L_e (m)	L_d (m)	P (m)	$\bar{\sigma}_p$ (kg/cm ²)
①	24,15	5,49	0,421	4,10	4,23	2,63	6,86	1557,54
②	24,15	4,95	0,421	4,54	4,69	5,19	9,88	1647,95
③	24,15	4,72	0,421	4,77	4,93	7,46	12,39	1722,72
④	15	1,84	0,261	7,27	7,35	6,46	13,81	1293,34
⑤	12	1,46	0,209	7,28	7,33	6,45	13,78	1120,78
⑥	10	1,48	0,174	5,84	5,97	7,79	13,76	1011,21
⑦	7	1,38	0,122	4,46	4,47	9,27	13,74	845,79

3. Pertes par rentrée d'ancrages

Lors du blocage des armatures dans les ancrages, les clavettes se déplacent d'une valeur moyenne (ε) indiquée dans le Tableau ci-dessous

UNITES	Sans blocage hydraulique	avec blocage hydraulique
T13	7 mm	5 mm
T15	8 mm	6 mm

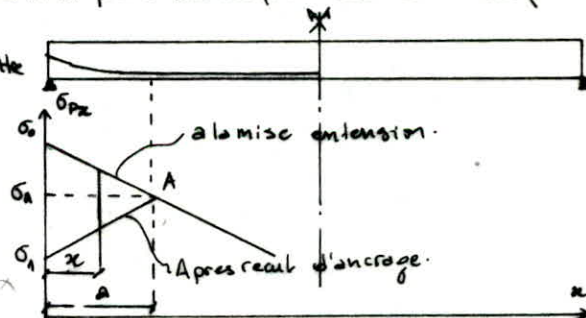
Dans notre cas :

$$\varepsilon = 5 \text{ mm}$$

En raison de la perte d'allongement la contrainte du câble derrière l'ancrage passe de $\bar{\sigma}_0$ à $\bar{\sigma}_1$. La contrainte n'est pas modifiée au delà du point A d'abscisse (a)

dans la plupart des cas, on peut admettre que la perte due aux frottements est linéaire. Dans cette hypothèse la distance (a) est donnée par la Formule

$$a = \sqrt{\frac{E \cdot \varepsilon_s \cdot x}{\Delta \bar{\sigma}_{frx}}}$$



La perte de contrainte dans l'acier à l'ancrage $\Delta \bar{\sigma}_0$ après rentrée des clavettes est donnée par la Formule

$$\Delta \bar{\sigma}_0 = 2 \cdot a \cdot \frac{\Delta \bar{\sigma}_{frx}}{x} \quad \text{avec}$$

a = distance maximum d'effet de rentrée d'ancrage (en m)

ε = valeur de rentrée d'ancrage en (m)

E_s = Module d'élasticité de l'acier (en kg/cm²)

$\Delta \bar{\sigma}_{frx}$ = perte de précontrainte par frottement à la distance x (kg/cm²)

Du Graphique on tire la perte par rentrée d'ancrage pour une distance x

$$\Delta \bar{\sigma}_0 = \Delta \bar{\sigma}_0(a) \frac{a-x}{a}$$

Tableau donnant les pertes par rentrée d'ancrage pour différentes sections

Cable	x (m)	Appui	1,50	4,00	7,00	mediane
①	6,57	-	-	-	3043,7	0
②	7,68	-	-	2603,5	1596,51	0
③	8,42	-	2374,18	1653,86	823,35	0
④	10,34	1933,95	1653,4	1185,8	624,17	0
⑤	11,07	1807,32	1562,42	1154,27	604,48	0
⑥	11,65	1716,70	1495,66	1127,27	685,21	0
⑦	12,74	1570,02	1385,17	1077,08	707,37	0
$\Delta \bar{\sigma}_{c+s}$ moy. en kg/cm ²		1757	1494	1467	1162	0

4. Calcul des Pertes différentes

1. Pertes par fluage et retrait différé du Béton :

La solution exacte de ce problème est complexe. Dans la majorité des cas des solutions approchées sont acceptables. En admettant la linéarité entre déformation et contraintes, la perte de contrainte dans l'acier est donnée par la formule :

$$\Delta \bar{\sigma}_{c+s} = E_s (E_{c00} + E_{s00}) \quad E_{s00} = \frac{\bar{\sigma}_{c00}}{E_{c28}} \cdot \varphi_{00} \quad \text{avec}$$

E_{c00} : déformation relative due au fluage (sans dimension)

E_{s00} : déformation relative du Béton due au retrait (sans dimension)

$\bar{\sigma}_{c00}$: contrainte de compression permanente du Béton au niveau du centre de gravité des armatures

E_{c28} : module de déformation longitudinale différé du Béton à 28 jours

- AN :
- Mise en Tension à 28j, après coulage du Béton
 - atmosphère extérieure humide
 - section de la poutre 8251 cm²
 - périmètre en contact → 588 cm
 - coefficient $\frac{2A}{u} = 0,185 \approx 0,2 < 2 \text{ m}$

en se référant au Tableau : (voir documents Fressinet INTER)
GAHMEK page 15

On aura : coeff de fluage : $\varphi_{00} \rightarrow \varphi_{0,185} = 2,2$
retrait $E_{s00} \rightarrow 0,23 \cdot 10^{-3}$

$$E_{c00} = \frac{90,52}{40 \cdot 10^4} \times 2,2 = 4,98 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \bar{\sigma}_{c+s} = 2 \cdot 10^6 (4,98 \cdot 10^{-4} + 0,23 \cdot 10^{-3}) = 1456 \text{ kg/cm}^2$$

5. Perte par relaxation de l'acier

La relaxation est la perte de tension subie par un acier fortement tendu maintenu à longueur constante. Les valeurs de la relaxation d'une armature sont données par le fournisseur à 1000 heures, pour 60%, 70%, et 80% de la tension de rupture caractéristique, avec une approximation acceptable on peut interpoler linéairement pour des valeurs intermédiaires de la tension

fraction de la tension initiale	60%	70%	80%
Torons non stabilisés en %	4,5	8	12
Torons stabilisés en %	1	2	4,5

dans notre cas on a :

* contrainte nominale

$$\sigma_k = 19030 \text{ kg/cm}^2$$

* contrainte initiale $\bar{\sigma}$ ($x=0$)

$$\sigma_0 = 15234 = 80\% \text{ de } \sigma_k$$

Torons stabilisés \Rightarrow relaxation $\bar{\sigma}$ 1000 heures = 4,5%

$$\Delta \sigma_r(1000h) = 0,050$$

$$\Delta \sigma_r(3000h) = 0,060$$

pertes $\Delta \sigma_r = \sigma_0 p \left(1 - 2 \frac{\Delta \sigma_{cts}}{\sigma_0} \right)$

$$\sigma_0 = 15234 - 1354 = 13880 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Dureté trauche rapportée par frottement} \\ (\bar{\sigma} \text{ mi-traversé})$$

$$\Delta \sigma_r = 13880 \times 0,045 \times \left(1 - 2 \cdot \frac{1456}{13880} \right) = 434 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} \text{ à } 3000 \text{ heures} \Rightarrow \Delta \sigma_r = \Delta \sigma_r(1000) \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,20} = 615 \text{ kg/cm}^2$$

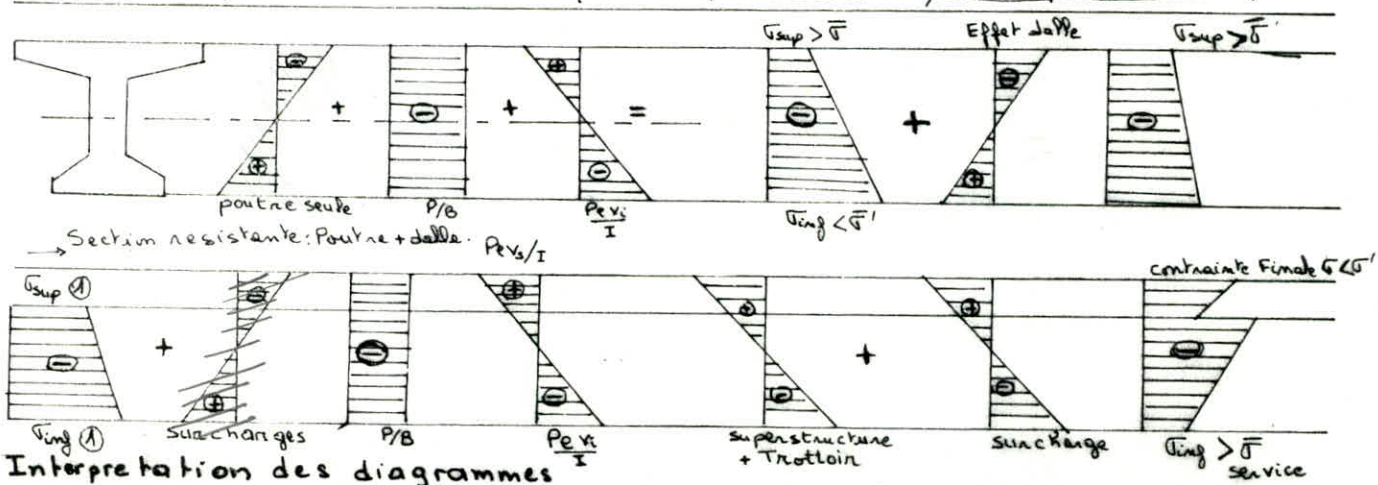
Contrainte Finale $\bar{\sigma}$ La Section Moyenne

$$\Delta \sigma_{\text{mi-traversé}} = 13880 - 226 - 1456 - 615$$

$$\Delta \sigma = 11615 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Les vérifications des contraintes normales se feront suivant les phases d'exécution des travaux



Interprétation des diagrammes

- phase 1 : on coule la poutre ; mise en tension de la 1^{ère} série de câble (Après que le béton atteigne une résistance suffisante). Section résistante est la section de la poutre seule (opération exécutée au sol)
- phase 2 : mise des poutres sur appuis ; coulage de la dalle ; section résistante toujours la poutre seule ; contrainte : poutre ; dalle ; et précontrainte résiduelle.
- phase 3 : La dalle durcit et participe à la résistance de l'ensemble ; section résistante (poutre + dalle) ; mise en tension de la 2^{ème} série de câble (émergent 1, 2, 3) ; contrainte poutre ; dalle ; précontrainte résiduelle 1^{ère} série (porte) ; précontrainte 2^{ème} série.
- phase 4 : mise en place de la superstructure (trottoirs, garde corps) ; contraintes ; phases permanentes ; et la précontrainte résiduelle des 2 séries des câbles (consommation de toutes les portes) ; section résistante poutre + dalle.
- phase 5 : on applique la surcharge la plus défavorable (C₀ pour notre cas), c'est une phase de vérification en service.

Détermination de la contrainte initiale de calcul

nous effectuons les vérifications des contraintes normales au droit de la section médiane

Contrainte initiale de calcul à la section médiane.

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
contrainte de mise en tension	15234	15234	15234	15234	15234	15234	15234
perte par retrait Δσ _{pr} (kg/cm ²)	1558	1648	1723	1283	1121	1011	846
perte par recul d'ancrage (kg/cm ²)	0	0	0	0	0	0	0
raourissement instantané	226	226	226	226	226	226	226
cont juste après mise en tension	13450	13360	13285	13725	13887	13887	14162

On prendra comme contrainte initiale la moyenne des contraintes trouvées juste après mise en tension
d'où $\sigma_c = 13685 \text{ kg/cm}^2$

Caractéristique Géométrique nette de la section médiane

	B (cm)	I (cm ⁴)	i ² (cm ²)	V _s (cm)	V _i (cm)	e (cm)
poutre seule	5310,79	11800246,2	2221,94	55,83	74,17	-56,47
poutre + dalle	9110,79	19912936,91	2442,79	53,10	96,90	-79,20

Vérification des contraintes

Phase 1 : $\sigma_i = 13695 \text{ kg/cm}^2$, L'effort de 1^{ère} série Cable $P = 13695 \times 4 \times 5,58 = 305672 \text{ kg}$

Contrainte engendrée par précontrainte :

$$\text{fibre sup (F.S)} \quad \sigma_p = \frac{305672}{5310,79} \left(1 - \frac{56,47 \times 55,83}{2221,94}\right) = -24,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fibre inf (F.I)} \quad \sigma_{pi} = \frac{305672}{5310,79} \left(1 + \frac{56,47 \times 74,17}{2221,94}\right) = 166,05 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes produites par poids poutre

$$\text{fibre sup} : \sigma_{G.S} = \frac{137,6 \times 10^5 \times 55,83}{11800246} = 65,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{G.I} = -\frac{137,6 \cdot 10^5 \times 74,17}{11800246,2} = -86,49 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte Effective : FS ; $\sigma_s = 40,98 \text{ kg/cm}^2$

FI ; $\sigma_i = 79,56 \text{ kg/cm}^2$

A la fin de la 1^{ère} phase, la 1^{ère} série de cables va subir une perte de tension estimée à $\frac{1}{3} \Delta \sigma_d$ ($\Delta \sigma_d$: Perte différée totale)

La contrainte de service devient ; $13695 - \frac{1}{3} 1970 = 13038 \text{ kg/cm}^2$

d'où l'effort des 4 cables $13038 \times 4 \times 5,58 = 291008 \text{ kg}$

Fibre	contrainte (précontrainte) (kg/cm ²)	contrainte (poids poutre) (kg/cm ²)	contrainte effective (kg/cm ²)
F.S	-22,96	65,10	42,14
F.I	158,08	-86,49	71,59

phase 2 : les cables d'about vont subir une perte de $\frac{1}{3} \sigma_d$

Contrainte de service est : $\sigma_{in} = 13038 - \frac{1}{3} 1970 = 12381 \text{ kg/cm}^2$

Effort de précontrainte $P = 12381 \times 4 \times 5,58 = 276344 \text{ kg}$

Contrainte (forces de précontrainte) : FS ; $\sigma_p = \frac{276344}{5310,79} \left(1 - \frac{56,47 \cdot 55,83}{2221,94}\right) = -21,80 \text{ kg/cm}^2$

FI ; $\sigma_{pi} = \frac{276344}{5310,79} \left(1 + \frac{56,47 \cdot 74,17}{2221,94}\right) = 150,12 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes produites par P (poutre + dalle)

$$\sigma_s = \frac{204,2 \times 10^5 \times 56,47}{11800246,2} = 97,72 ; \sigma_i = \frac{204,2 \cdot 10^5 \cdot 74,17}{11800246,2} = -128,35$$

Contraintes Effectives : FS ; $\sigma_s = 75,92 \text{ kg/cm}^2$

FI ; $\sigma_i = 21,77 \text{ kg/cm}^2$

Phase 3 : section résistante : poutre + dalle . mise en tension des 3 cables émergent :

$$\textcircled{1}, \textcircled{2}, \textcircled{3}, \text{ tel que } \sigma_i = 13695 \text{ kg/cm}^2$$

- force de precontrainte de $\textcircled{1}, \textcircled{2}, \textcircled{3}$: $P = 3 \times 13695 \times 5,58 = 229254 \text{ kg}$
- première série de cable subira encore $\frac{1}{3}$ de perte différencié : $12391 - \frac{1}{3} 1970 = 11724 \text{ kg}$
- force de precontrainte de 4, 5, 6, 7 : $11724 \times 4 \times 5,58 = 261690 \text{ kg}$
- Effort de precontrainte Totale : $261690 + 229254 = 490934 \text{ kg}$

- Contrainte Engendrée par la precontrainte

$$\text{F.S. : } \sigma_{ps} = \frac{490934}{8110,79} \left(1 - \frac{79,20 \times 53,10}{2442,79} \right) = -43,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I. : } \sigma_{pi} = \frac{490934}{8110,79} \left(1 + \frac{79,20 \times 96,90}{2442,79} \right) = 250,69 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte engendrée par (poutre + dalle)

$$\text{F.S. : } \sigma_{as} = \frac{2042 \cdot 10^5 \cdot 53,10}{19812936,81} = 54,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I. : } \sigma_{ai} = - \frac{2042 \cdot 10^5 \cdot 96,90}{19812936,81} = -99,87 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte Effective

$$\text{F.S. : } \sigma_s = 11,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I. : } \sigma_i = 150,82 \text{ kg/cm}^2$$

A la fin de cette phase . la 2ème série de cable 1, 2, 3 vont subir une perte de $\frac{1}{3} \sigma_d$

- Contrainte de service ; $\sigma = 13695 - \frac{1}{3} 1970 = 13038$
- Effort de precontrainte : 291008
- Effort de precontrainte totale : $291008 + 261690 = 552698 \text{ kg}$
- Contrainte Engendrée par la force de precontrainte

$$\text{F.S. - } \sigma_{ps} = \frac{552698}{8110,79} \left(1 - \frac{79,20 \cdot 53,10}{2442,79} \right) = -49,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I. - } \sigma_{pi} = \frac{552698}{8110,79} \left(1 + \frac{79,20 \cdot 96,90}{2442,79} \right) = 282,22 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte Effective

$$\text{F.S. - } \sigma_s = -49,17 + 54,73 = 5,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I. - } \sigma_i = 282,22 - 99,87 = 182,35 \text{ kg/cm}^2$$

Phase 4 : mise en place de la Superstructure

$$M_G = 256,643 \quad \text{F.S. : } \sigma_s = \frac{256,643 \cdot 10^5 \cdot 53,10}{19812936,81} = 68,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I. : } \sigma_i = \frac{256,643 \cdot 10^5 \cdot 96,90}{19812936,81} = 125,52 \text{ kg/cm}^2$$

- la 1ère série de cable a subi toutes les pertes $\Rightarrow P = 261690 \text{ kg}$.
- la 2ème série de cable va subir $\frac{2}{3} \sigma_d \Rightarrow P = (13038 - \frac{2}{3} 1970) \times 3 \times 5,58 = 196963$
- l'effort de precontrainte totale est : $196963 + 261690 = 458643$
- Contrainte Engendrée par la precontrainte

$$\text{F.S. - } \sigma_{ps} = \frac{458643}{8110,79} \left(1 - \frac{79,20 \cdot 53,10}{2442,79} \right) = -40,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I. - } \sigma_{pi} = \frac{458643}{8110,79} \left(1 + \frac{79,20 \cdot 96,90}{2442,79} \right) = 234,20 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte Effective

$$F.S - -40,80 + 68,54 = 27,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I - 234,20 - 125,08 = 109,12 \text{ kg/cm}^2$$

phase S, Co plus defavorable $Mq = 199,88 \text{ t.m}$

$$F.S : \sigma(a+q)_s = \frac{456,523 \times 53,10}{19812936,91} = 122,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I : \sigma(a+q)_i = \frac{456,523 \times 96,90}{19812936,91} = -223,27 \text{ kg/cm}^2$$

Tous les cables ont deja subit toutes les pertes, contrainte engendree par la precontrainte $\sigma_{ps} = -49,17 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{pi} = 282,22 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte Effective en service

$$F.S : 122,35 - 40,80 = 73,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I : -223,27 + 234,20 = 10,93 \text{ kg/cm}^2$$

Remarque : La contrainte de service a la fibre inferieure est une compression de ≈ 11 bars, don les contraintes, face superieure ou face inferieure pour chaque phase sont verifiees.

JUSTIFICATIONS VIS A VIS DES CONTRAINTES TANGENTES

Introduction:

Certaines actions dissymetriques sur les tabliers de pont sont susceptibles de produire une sollicitation de torsion dans les ouvrages en Beton precontraint.
 Pour faire une justification reglementaire il faut que les contraintes tangentes dues à la torsion soient composees avec les contraintes tangentes dû à l'effort tranchant concomitant. le principe de justification sera donne ci-dessous. En conclusion des Etudes dejas faites, les contraintes de traction se manifestent systematiquement dans l'ame de la poutre, ces contraintes sont susceptibles de provoquer la fissuration du Beton de l'ame.

2. Evaluation des Efforts appliques - determination des Contraintes resultant.

2.1. Contrainte tangente, dû à l'effort tranchant.

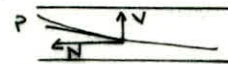
2.1.1. Determination de l'effort tranchant à prendre dans les Calculs:

L'intensité de l'effort tranchant à prendre en compte dans cette etude est celle de l'effort tranchant reduit en fonction de l'inclinaison de l'effort de precontrainte dû au relevage eventuelle des cables et de l'effet RESAL.

La reduction dû au relevage du cable s'écrit.

$$V_p = \sum P_i \cdot \sin \alpha_i ; \quad P_i: \text{Effort de precontrainte par Cable}$$

$$N_p = \sum P_i \cdot \cos \alpha_i \quad \text{Considerées}$$



l'effort tranchant reduit $T_r = T_q - V = T_q - \sum P_i \cdot \sin \alpha_i$; T_q : Effort tranchant sollicitation exterieure.

2.1.2. Contrainte de Cisaillement: τ_T

est donne par: $\tau_T = \frac{T_r}{b_0 \cdot z}$ avec: b_0 : largeur nette de l'ame ($b_0 = b_{\text{ame}} - \phi$) evident

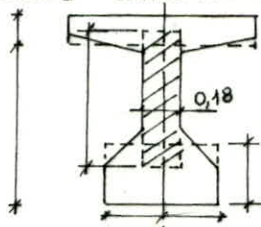
I : moment d'inertie de la section

$z = \frac{I}{S}$ avec: S : moment statique / axe horizontal passant par le C.D.G. de la section.

2.2. Contrainte tangente due à la torsion: $\tau_T(T)$

Comme les contraintes tangentes dû à l'effort tranchant sollicitent l'ame de la poutre nous donnons le principe du calcul des contraintes de torsion sollicitant l'ame aussi:

2.2.1 Inertie de torsion de la section composee: (I_T)



pour des sections $a \times b$; $a < b$; on calcule $\frac{b}{a} \geq 1$ on tire la constante K : (tableau LA CROIX FUENTES)
 d'ou: $I_T = K \cdot a^3 \cdot b$.

2.2.2. Moment de Torsion revenant à l'ame

Le moment de torsion de chaque poutre est donne dans le chap. repartition des Efforts transversaux: (Methode GUYON-MASSONNET); pour la poutre la plus sollicitee on trouve M_t pour chaque section. le moment de torsion se repartit dans les differentes parties, (talon, ame, table).

Le moment de torsion revenant à l'âme est donné par :

$$M_t^{(âme)} = M_t \times \frac{I_{t(âme)}}{\sum I_t (\text{balon, âme, table})}$$

2.2.3 - Contrainte de Torsion : $\tau_b(T)$

elle est donnée par : $\tau_b(T) = \frac{M_t(âme)}{a^3} \times \frac{1}{\beta} \left(4,81 - 1,81 \frac{\beta-1}{\sqrt{2+\beta^2}} \right) = \frac{M_t \cdot X}{a^3}$

Les valeurs de X sont données en fonction de $\left(\frac{b}{a}\right)$ (aide mémoire Béton)

2.3 - Contrainte de Cisaillement admissible

Elle se détermine par la formule de Chézy et Bétulle :

$$\bar{\tau}_2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'_1} (\bar{\sigma}'_1 - \bar{\sigma}_q) (\bar{\sigma} + \bar{\sigma}_q)$$

avec $\bar{\sigma}$ et $\bar{\sigma}'_1$ sont respectivement les contraintes admissibles de traction et Compression.

$\bar{\sigma}_q$: Contrainte au niveau du centre de gravité de la section

- En phase de construction : $\bar{\sigma} = 0,55 \times 31 = 17,05 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_1 = 0,55 \times 400 = 220 \text{ kg/cm}^2$$

- En phase de Service : $\bar{\sigma} = 0,42 \times 31 = 13 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_1 = 0,42 \times 400 = 168 \text{ kg/cm}^2$$

Le principe de vérification :

Il faut que $\tau_T + \tau_V < \bar{\tau}$ avec

τ_T : contrainte due à la torsion

τ_V : contrainte due à l'effort tranchant

$\bar{\tau}$: " admissible de cisaillement

Calcul des contraintes tangentes due à la torsion (Revenant à l'âme)

$$I_t = k a^3 b ; \quad a = 18 ; \quad b = 117,5$$

poutre composée

	a(m)	b(m)	b/a=f	k	$I_t = k a^3 b$
①	0,35	0,7	2,0	0,23	0,0069
②	0,35	0,7	2,0	0,23	0,0069
③	0,18	1,175	6,52	0,298	0,0204
④	0,3	0,3	1,0	0,14	0,0011
⑤	0,3	0,3	1,0	0,14	0,0011

$$M_t = 5,26 \text{ t.m/m.l.}$$

$$\sum = 0,0180$$

Le moment de torsion revenant à l'âme est

$$M_{t(âme)} = M_t \times \frac{I_{t(âme)}}{I_{t(\text{total})}} = 5,26 \times \frac{0,00204}{0,0180} = 0,596 \text{ t.m/m.l.}$$

d'où la contrainte de torsion : τ_T

$$\beta = \frac{b}{a} = 6,52 \quad \tau_T = \frac{0,596 \times 0,50 \times 10^5}{18^3} = 5,19 \text{ kg/cm}^2$$

Nb : La contrainte trouvée est calculée par l'épaisseur de l'âme. $b = 18 \text{ cm}$
 par l'épaisseur $b = 60 \text{ cm}$ (A l'about) on trouve $\tau_T = 4,97 \text{ kg/cm}^2$.

Vérification des contraintes tangentes

on va essayer de donner tous les calculs, pour une section donnée, pour les autres sections le calcul est le même, on donnera les résultats par chaque phase dans un tableau.

On choisira la section où émerge le câble N°2, car l'âme est faible ($b_0 = 18 \text{ cm}$) et la section est située après le blocher ($b_0 = 60 \text{ cm}$).

donc section d'emergence du cable N°2 (Après)

Section	B (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	V _i (cm)	I ² (cm ²)	e (cm)	Σ cos d _i	Σ S _i d _i	cables
poutre seul	5350,95	12003885,9	56,38	73,62	2243,4	-48,76	3,995 0,977	0,288 0,217	4,567 3
poutre avec dalle	8150,95	2017364,96	53,58	96,42	24747,6	-71,61	3,995 0,977	0,288 0,217	4,567 3

Contrainte initiale dans chaque cable (Après les pertes instantanées).

$$\sigma_i = \sigma_0 - \Sigma \sigma_{inst} = 15234 - 226 - 1467 = 13541 \text{ kg/cm}^2$$

phase 1 Contrainte de service : $(13541) - \frac{1}{3} \times 1970 = 12884 \text{ kg}$

precontrainte par cable $P = 12884 \times 5,58 = 71893 \text{ kg}$

poutre seule $N = \Sigma P \cdot \cos d_i = 286494 \text{ kg}$

$V = \Sigma P \cdot \sin d_i = 20705 \text{ kg}$

$$T_r = T_G - V = 15,266 - 20,705 = -5,439 \text{ t}$$

$$b_0 = 18 - 5,05 = 12,95$$

$$S = 18 \left(\frac{73,62}{2} \right)^2 + 21 \times 2 \times 20 \times (68,62) + 21 \times 21 \times (73,62 - 27) - \frac{\pi \times 5,05^2}{4} \times (82,48 + 97,39 + 106,51 + 116,70 + 122,08 - 5 \times 56,39) = 127651,96$$

d'où $\bar{y} = \frac{I}{S} ; = 94,04 \Rightarrow \sigma_v = \frac{-5,439 \cdot 10^3}{12,95 \times 94,04} = -4,47 \text{ kg/cm}^2$

Calcul de $\bar{\sigma}$

Contrainte produite par N :

$$F_S \rightarrow \frac{286494}{5350,95} \left(1 - \frac{48,76 \times 56,39}{2243,4} \right) = -12,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_I \rightarrow \frac{286494}{5350,95} \left(1 + \frac{48,76 \times 73,62}{2243,4} \right) = 139,22 \text{ kg/cm}^2$$

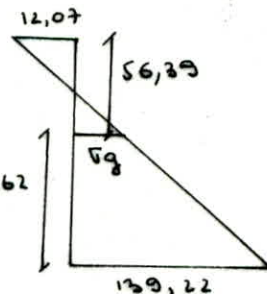
d'où la contrainte au niveau du Centre de gravité : σ_g .

Calcul de σ_g : $\frac{12,07}{139,22} = \frac{x}{130-x} \Rightarrow x = \frac{130 \times 12,07}{12,07 + 139,22} \Rightarrow x = 10,37 \text{ cm}$

$$\frac{\sigma_g}{139,22} = \frac{56,39 - 10,37}{130 - 10,37} \Rightarrow \sigma_g = 53,54 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\bar{\sigma} = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{y}} (\bar{y} - \sigma_g) (\bar{y} + \sigma_g) = \frac{17,05}{220} \cdot (220 - 53,54) (17,05 + 53,54) = 910,66$

$$\bar{\sigma} = 30,18 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow |\sigma| = 4,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}$$



phase 2 :

Contrainte Residuelle : $12884 - \frac{1}{3} \times 1970 = 12227 \text{ kg/cm}^2$

precontrainte par cable : $12227 \times 5,58 = 68227 \text{ kg}$

d'où $N = 68227 \times 3,995 = 271885 \text{ kg}$

$V = 68227 \times 0,288 = 19649 \text{ kg}$

Calcul de $T_r = T_{poutre} + T_{dalle} - V$

$$= 15,266 + 7,40 - 19,649 = 3,022 \text{ t}$$

Calcul de $\sigma = \sigma_v = \frac{3,022 \cdot 10^3}{12,95 \times 94,04} = 2,48 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte Engendrée par N : $F_S \rightarrow \frac{271885}{5350,95} \left(1 - \frac{48,76 \cdot 56,39}{2243,4} \right) = -11,454 \text{ kg/cm}^2$

$F_I \rightarrow \frac{271885}{5350,95} \left(1 + \frac{48,76 \cdot 73,62}{2243,4} \right) = 132,116 \text{ kg/cm}^2$

Calcul de la contrainte $\bar{\sigma}$ fibre moyenne : ($x = 10,37$)

$$\sigma_g = 50,81 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 50,81) (17,05 + 50,81) = 889,8$$

$$\bar{\sigma} = 29,83 \text{ kg/cm}^2$$

phase 3 : Section Résistante (poutre + dalle)

contrainte résiduelle dans chaque Cable : (4), (5), (6), (7) ; $12227 - \frac{1}{3} 1970 = 11570 \text{ kg/cm}^2$

Effort par Cable : $11570 \times 5,58 = 64561 \text{ kg}$.

Effort dans (8) : $12884 \times 5,58 = 71893 \text{ kg}$. ($12541 - \frac{1}{3} 1970 = 12884$ perte de $\frac{1}{3} \sigma_d$)

$$N = 64561 \times 3,985 + 0,977 \times 71893 = 327515 \text{ kg}$$

$$V = 64561 \times 0,288 + 71893 \times 0,211 = 33784 \text{ kg}$$

$$S = 18 \cdot \frac{96,42^2}{2} + 21 \cdot 2 \times 20 \cdot 86,42 + 21 \cdot 21 (86,42 - 27) - \sum(z_i - y_s) \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 179722,4 \text{ cm}^2$$

$$z = \frac{I}{S} = 112,24 \text{ cm}$$

$$T_r = 15,266 + 7,405 - 33,784 = -11,113, \text{ d'où } \tau_v = \frac{11,113}{12,95 \times 112,24} = -7,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Contrainte produite par N : F.S.} - \frac{327515}{8150,85} \left(1 - \frac{71,61 \cdot 53,58}{2474,76}\right) = 22,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I.} - \frac{327515}{8150,85} \left(1 + \frac{71,61 \cdot 96,42}{2474,76}\right) = 152,38 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de σ_g (même calcul que précédemment)

on trouve $\sigma_g = 40,22 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 40,22) (17,22 + 40,22) = 797,96 \Rightarrow \bar{\sigma} = 28,25 \text{ kg/cm}^2$$

d'où la vérification τ_v : $|\tau_v| = 7,45 \text{ kg/cm}^2$ est inf à $28,25 \text{ kg/cm}^2$

phase 4 - Contrainte résiduelle dans chaque Cable : toutes les pertes ont été

consommées par les Cables (4), (5), (6), (7) ; (11570 kg/cm^2)

par le cable (8) : $12884 - \frac{2}{3} 1970 = 11570 \text{ kg/cm}^2$

Effort par chaque cable : $11570 \times 5,58 = 64561 \text{ kg}$.

$$N = 64561 \cdot 3,985 + 64561 \cdot 0,977 = 320352 \text{ kg}$$

$$V = 64561 \cdot 0,288 + 64561 \cdot 0,211 = 32216 \text{ kg}$$

$$T_r = 28,98 - 32,216 = -3,236 \rightarrow \tau_v = \frac{-3,236}{12,95 \cdot 112,24} = -2,23 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte produite par N

$$\text{F.S.} - \frac{320352}{8150,85} \left(1 - \frac{71,61 \cdot 53,58}{2474,76}\right) = -21,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I.} - \frac{320352}{8150,85} \left(1 + \frac{71,61 \cdot 96,42}{2474,76}\right) = 148,96 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de σ_g : on trouve $\sigma_g = 39,31 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}^2 = 789,24 \rightarrow \bar{\sigma} = 28,09 \text{ kg/cm}^2$$

d'où la vérification : $|\tau_v| = 2,23 \text{ kg/cm}^2 < 28,09 \text{ kg/cm}^2$.

phase 5 : on applique la surcharge C_0
effort pour chaque câble 64561 kg.

$$N = 64561 \cdot 3,985 + 64561 \cdot 0,977 = 320352 \text{ kg.}$$

$$V = 64561 \cdot 0,499 = 32216 \text{ kg.}$$

$$T_r = 52,639 - 32,216 = 20,423$$

$$\Rightarrow \sigma_v = \frac{20,423 \cdot 10^3}{12,95 \times 112,24} = 14,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma^2 = \frac{13}{168} (168 - 39,31) (39,31 + 13) = 520,9 \text{ (phase de service)}$$

$$\bar{\sigma} = 22,82 \text{ kg/cm}^2$$

dou la verification en phase de service.

$$\sigma_T + \sigma_v = 14,05 + 5,19 \leq 22,82 \text{ kg/cm}^2.$$

pour les autres sections le principe de calcul est le meme, on donnera les resultats sous forme de Tableau.

Section d'About

	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5
σ_v (kg/cm ²)	6,49	3,961	2,87	1,8	1,02
σ_T (")	-	-	-	-	4,97
$\bar{\sigma}$ (")	26,51	26,22	24,23	24,23	22,6

Section d'Emergence du câble N°1

	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5
σ_v (kg/cm ²)	6,11	6,16	2,15	5,98	18,4
σ_T (")	-	-	-	-	5,2
$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)	30,38	30,04	29,82	31,7	23,9

Section d'Emergence du câble N°3

	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5
σ_v (kg/cm ²)	4,4	1,85	1,56	0,65	5,00
σ_T (")	-	-	-	-	4,97
$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)	30,13	29,8	24,44	24,44	30,31

Ferraillage de la poutre Armatures Transversales

Les armatures transversales ont essentiellement pour rôle de couder les fissures qui peuvent être produites par le retrait et la reprise de bétonnage, d'autre part ces armatures transversales serviront de support aux armatures de construction et de peau.

Le principe de justification de ces armatures sera basé sur la théorie d'analogie de RITTER MORCH.

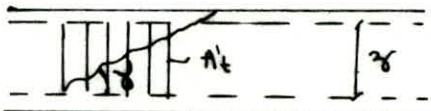
choix des armatures transversales → on admet que les fissures qui peuvent se produire font un angle γ avec la parallèle à la fibre moyenne: $\text{tg } 2\gamma = \frac{2\bar{\epsilon}}{t}$

soit n : Le nombre de cadres de section A_t , espacés de t .
on a $n = \frac{l}{t} = \frac{\gamma}{t \cdot \text{tg } \gamma}$; on doit avoir $\frac{Tr}{n A_t} \leq \bar{\sigma}_{at}$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a' \bar{\sigma}_{ent} \quad \text{avec} \quad \rho_a' = \begin{cases} 2/3 & \text{si il y a reprise de bétonnage} \\ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma}{\bar{\epsilon}} \right)^2 & \text{si non.} \end{cases}$$

$$\frac{Tr}{n A_t} = \frac{Tr \cdot \text{tg } \gamma}{A_t \cdot \gamma} \leq \bar{\sigma}_{at} \quad \text{d'où} \quad t \leq \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot A_t}{Tr} \cdot \frac{\gamma}{\text{tg } \gamma}; \quad \text{on doit avoir } t \leq \bar{\epsilon}$$

Calcul de $\bar{\epsilon}$: $\bar{\epsilon} = \inf \left\{ \begin{array}{l} h_t(1,25 - 0,95 \cdot \frac{\sigma}{\bar{\epsilon}}) \\ b_0(5 - 2 \cdot \frac{\sigma}{\bar{\epsilon}}) \end{array} \right.$



Application: Si on prend des acier / $\bar{\sigma}_{ent} = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $A_t = 1,57 \text{ cm}^2 = 2T10$
 $h_t = 130 \text{ cm}$.

$$\rho_a' = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma}{\bar{\epsilon}} \right)^2 \quad \text{pas de reprise de bétonnage.}$$

⊕ Calcul des armatures transversales de la section d'about

$$Tr = 32790 \text{ kg}; \quad \sigma = 6,49; \quad \bar{\sigma} = 26,51; \quad \bar{\nu} = 30,89; \quad \gamma = 91,95$$

$$\rho_a' = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{6,49}{26,51} \right)^2 \right] = 0,980 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,980 \times 4200 = 4116 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \cdot \sigma}{\bar{\nu}} = \frac{2 \times 6,49}{30,89} \Rightarrow 2\gamma = 22,9 \Rightarrow \gamma = 11,40 \rightarrow \text{tg } \gamma = 0,202$$

$$t \leq \frac{4116 \cdot 1,57 \cdot 91,95}{32790 \cdot 0,202} = 897 \text{ cm};$$

$$\text{Calcul de } \bar{\epsilon} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 130(1,25 - 0,95 \cdot \frac{6,49}{26,51}) = 132 \text{ cm.} \\ 54,95(5 - 2 \cdot \frac{6,49}{26,51}) = 250 \text{ cm} \\ 4 \times 54,95 = 220 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

pourcentage minimal.

$$\tilde{w} = 925 \frac{h_t}{h_t + 3 \cdot b_0} = 0,25 \times \frac{130}{130 + 3 \times 54,95} = 0,11\%$$

$$\text{on } 0,1\% \leq \tilde{w} \leq 0,2\% \rightarrow \bar{\epsilon} = \frac{A_t}{w_t \cdot b_0} = \frac{1,57 \cdot 100}{54,95 \cdot 0,11} = 25,92 \text{ cm.}$$

On prendra un espacement $t = 20 \text{ cm}$.

Section d'Emergence du Câble N°1

$$\bar{C} = 23,6 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{C}' = 23,9 \text{ kg/cm}^2 ; T_r = 26640 \text{ kg} ; \bar{G}_g = 48,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = 111,8 \text{ cm.}$$

$$\bar{G}'_{at} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{23,6}{23,9} \right)^2 \right] \times 4200 = 2835 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \times 23,6}{48,79} = 0,967 \rightarrow 2\gamma = 44,05 \rightarrow \gamma = 22,025 \rightarrow \text{tg } \gamma = 0,405$$

$$t \leq \frac{2835 \times 1,57 \times 111,8}{26640 \times 0,405} = 46,122 \text{ cm.}$$

$$E = \inf \begin{cases} 130(1,25 - 0,95 \left(\frac{23,6}{23,9} \right)) = 41 \text{ cm} \\ 12,95(5 - 2 \times \frac{23,6}{23,9}) = 39 \text{ cm} \\ 4 \times 12,95 = 52 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prendra un espacement de $t = 20 \text{ cm.}$

Pourcentage Minimal.

$$\tilde{w}_t = 0,25 \frac{ht}{ht + z\bar{G}_g} = 0,19\% \quad 0,1\% \leq w_t \leq 0,2\%$$

$$E = \frac{1,57 \cdot 100}{0,19 \cdot 12,95} = 63 \text{ cm.}$$

Armatures Longitudinales

Ces armatures vont jouer le rôle des armatures de construction et des armatures de peau.

D'après l'I.P.A. (article 18), le pourcentage minimal des armatures longitudinales a mettre doit être pris égal à la moitié du pourcentage des armatures transversales:

$$\tilde{w}_p = 0,5 \tilde{w}_t = 0,5 \times 0,19 = 0,095\%$$

La section minimale des armatures longitudinales est:

$$A_{\min} = B_{\text{âme}} \times \tilde{w}_p \quad B_{\text{âme}} = 60 \times 130 = 7800$$

$$A_{\min} = \frac{7800 \times 0,095}{100} = 9,21 \text{ cm}^2$$

nous prenons des T12 armature qui vont être placées dans le bouc de l'âme, dans le talon et dans la table.

Cadres du talon

IP1: Cadre du béton doit être choisi de manière à satisfaire la relation suivante.

$$\frac{\tilde{w}_t}{t} \geq c \cdot \frac{\bar{G}_g}{\bar{G}_c} \times 100 \text{ avec } \begin{cases} c = \text{pourcentage des } A_t \text{ (cadres du talon)} \\ \bar{G}_g = \text{espacement des cadres du talon.} \\ \bar{G}_c = \text{eurobage.} \end{cases}$$

nous allons utiliser des T12 comme cadres du talon ($\bar{G}_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$)

- Section médiane ; $c = 5 \text{ cm}$; $\frac{\tilde{w}_t}{t} \geq 5 \times \frac{31}{4200} \times 100 = 3,7 \Rightarrow t \leq \frac{\tilde{w}_t}{3,7} = \frac{113}{3,7} \times 100 = 30,54 \text{ cm}$

nous prenons $t = 20 \text{ cm.}$

- Section d'about ; $c \geq 1,3 D$ (D : diamètre d'une gaine)

$$c \geq 1,3 \times 5,05 = 6,6 \text{ cm ; nous prenons } c = 7 \text{ cm.}$$

$$\frac{\tilde{w}_t}{t} \geq 7 \times \frac{31}{4200} \times 100 = 5,17 \Rightarrow t = \frac{\tilde{w}_t \times 100}{5,17} = 22 \text{ cm}$$

nous prenons $t = 15 \text{ cm.}$

VERIFICATION A LA RUPTURE

L'IP1 exige de vérifier l'ouvrage ne perit pas par rupture lorsque les valeurs des surcharges réglementaires augmentent de 80%.

1) Rupture en flexion

1-1 - Sécurité par rapport au Béton

Condition à vérifier $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$

$$M_G = 256,643 \text{ t.m} \quad M_Q = 199,88 \text{ t.m}$$

$$M_{RB} \text{ (moment rupture Béton)} ; M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2}$$

$$M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_h \text{ (relatif à l'âme)}$$

$$M_{RB2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (b-b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma_h \\ 0,35 (b-b_0) h^2 \cdot \sigma_h \end{array} \right.$$

relatif à l'ourds

$$h = h_t - d' = 150 - 17,6 = 132,4 \text{ cm (à } \frac{1}{2} \text{ travée)} ; b = 140 ; b_0 = 18 ; \sigma_h = 400$$

$$M_{RB1} = 4,42 \cdot 10^7 \text{ kg.cm} = 442 \text{ t.m}$$

$$M_{RB2} = \min \{ 955,7 \text{ t.m} ; 2994 \text{ t.m} \}$$

$$M_{RB} = 442 + 956 = 1398 \text{ t.m} ; 0,7 M_{RB} = 978,6$$

$$M_G + 1,8 M_Q = 616,43 \text{ t.m} < 978,6 \text{ t.m}$$

Sécurité par rapport à l'acier.

Condition à vérifier

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \end{cases}$$

$$M_{RA} = 0,9 h \cdot w R_a \text{ (moment de rupture de l'acier)} ; w = 7 \times 5,58 = 39,06 \text{ cm}^2$$

$$R_a = 19030 \text{ kg/cm}^2 \text{ (contrainte de rupture garantie)}$$

$$M_{RA} = 885,7 \text{ t.m}$$

M_t : moment de fissuration calculé d'une traction ultime

$$2\sigma_n = 2 \times 31 = 62 \text{ kg/cm}^2$$

pour les fibres inférieures on prend : $\sigma = \sigma_p + 2\sigma_n$ (precontrainte)

$$\sigma_p = 233,84 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma = 295,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_f = \frac{\sigma I}{\sigma_c} = 295,84 \times \frac{19812936,8}{96,90} = 604,89 \cdot 10^5 = 605 \text{ t.m}$$

$$M_f < M_{RA} \quad \text{La condition à vérifier} \quad M_G + 1,8 M_Q < 0,9 M_{RA}$$

$$616,43 < 797,13 \text{ (} 0,9 M_{RA} \text{)}$$

Sécurité à la rupture par l'effort tranchant (About)

2-1 Compression des briques

$$\text{Condition de Sécurité} \quad \sigma = \frac{2V}{\sin 2\gamma} \leq 0,5 \sigma'_{28}$$

$$\text{Effort réduit} \quad T_r = T_G + 1,8 T_Q - V$$

$$T_G = 42066 \text{ t} ; T_Q = 19451 ; V = 46892$$

$$T_r = 42066 + 1,8 \cdot 19451 - 46892 = 30186 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{Tr}{b \cdot z} = \frac{30186}{54,95 \cdot 96,90} = 5,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2\sigma}{\sigma_g} ; \text{ avec } \sigma_g = 37,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (contrainte au C.D.G / armature de } \text{precontrainte)}$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \cdot 5,67}{37,5} = 0,303 \quad \gamma = 8,41^\circ \Rightarrow \sin 2\gamma = 0,289$$

$$\sigma = \frac{2 \cdot 5,67}{0,289} = 39,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ on a bien } \sigma = 39,2 < 0,5 \sigma_{lg} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

2) Resistance des armatures

$$\text{Condition de la Sécurité } \sigma'_a = \frac{b \cdot Tr \cdot \text{tg } \gamma}{A_s \cdot z} \leq 1,2 \sigma_{ent}$$

$$\text{tg } \gamma = \text{tg } 8,41 = 0,148$$

$$\sigma'_a = \frac{5 \cdot 30186 \cdot 0,148}{1,57 \cdot 96,90} = 734,15 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \cdot 4200$$

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES AUX ANCRAGES

Introduction

- La zone d'ancrage des armatures de précontrainte doit être spécialement conçue, pour que les forces de précontraintes soient transmises à l'ancrage en toute sécurité et pour que la mise en tension puisse se faire facilement.
- pour chaque type d'ancrage, il existe des recommandations à suivre, et notamment
 - son Encombrement
 - les distances minimales admissibles entre axe des ancrages et entre les axes le parement le plus proche.
 - les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place des verins de mise en tension
 - Les sur longueurs nécessaires à l'accrochage du câble sur le Verin.
 - Les sections de verins de tension et les pressions maximales d'utilisation, ainsi que la courbe maximale et le poids du Verin.

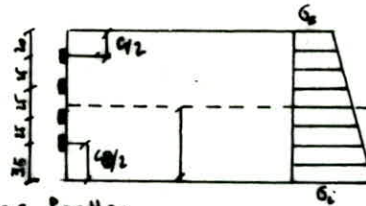
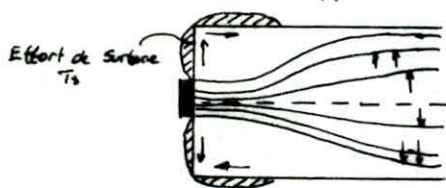
Conception du ferrailage.

principe de calcul:

Généralement on considère qu'une distribution de contrainte conforme à la loi de NAVIER, n'est établie qu'à une distance des ancrages de l'ordre de la hauteur de l'élément en question.

La zone qui s'étale entre les ancrages et la section à distribution de contraintes conforme à NAVIER est couramment appelée zone d'ancrage ou zone de diffusion de la précontrainte.

Détermination des Efforts



On admet que pour chaque ancrage associe un prisme de hauteur $(\frac{h}{3})$;
 $\frac{h}{3}$ distance minimum de l'ancrage à 1 fibre.

Effort de Surface T_s et Calcul des frettes

L'effort de sur surface T_s aura pour valeur maximum $T_s \leq 0,04 P$

avec P : force utile du câble majoré de 10%

$P = 1,1 \times (15234 - 177 - 226) \times 5,17 = 81334,64 \text{ kg}$. (en l'ex des pertes instantané)

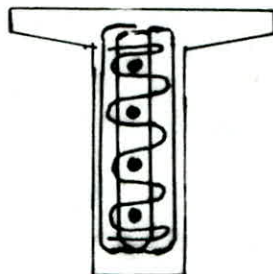
$T_s = 3,25 \text{ t}$.

Calcul des frettes (aciers) nous utilisons des aciers doux $\bar{\sigma}_a = \frac{1}{3} 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{T_s}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3,25 \cdot 10^3}{1600} = 2,03 \text{ cm}^2$$

On adoptera comme frette des aciers $\phi 12$, formés de 4 branches

- dans le sens horizontal on aura frette formée de 4 branches



Effort d'éclatement

L'effort d'éclatement E représente la résultante de toutes les efforts transversaux de traction; il est donné par la formule empirique.

$$E_i = 0,3 P \left(1 - \frac{a_i}{c_i}\right); \quad a = \text{dimension verticale de la plaque d'ancrage}$$

$$c_i = 2 \text{ fois la distance de l'axe de l'ancrage à la face la plus proche de la poutre.}$$

On calcule pour chaque Encrage E_i

prisme	P(k)	a_i (cm)	c_i (cm)	E_i (k)
④	81,335	15,7	2 x 20	14,82
⑤	81,335	15,7	2 x 45	20,14
⑥	81,335	15,7	2 x 60	21,21
⑦	81,335	15,7	2 x 85	18,93

pour avoir une armature uniforme on prend comme effort le maximum des E_i

$$E_{\max} = E_6 = 21,21$$

l'armature nécessaire pour reprendre cette effort: $A = \frac{21,21 \cdot 0^3}{1600} = 13,26 \text{ cm}^2$

nous adoptons 12T12

armature pour reprendre la poussée au vide $\tilde{\omega} = 0,3\%$

$$B_{\text{âme}} = 60 \times 130 = 7800 \text{ cm}^2 \quad A_t = 23,4 \text{ cm}^2$$

nous adoptons: 11 cadres $\phi 12$ ($A = 24,86 \text{ cm}^2$).

Ancrages à la partie supérieure de la poutre (dalle).

Le ferrailage qu'on dispose à la partie supérieure de la poutre (dalle) est un ferrailage constructif qui consiste à palier au glissement horizontal de l'ancrage; (on utilise de T10) et aussi un freinage sur un petite longueur. Après l'ancrage, on utilise par exemple 4T10.



Contrainte de compression derrière l'ancrage (à l'about).

on admet que la contrainte derrière l'ancrage (limite) sera donnée

$$\bar{\sigma}_{\text{lim}} = \frac{1}{1,6} \bar{\sigma}_i \cdot K; \quad \text{avec } K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$

a_1, a_2 : dimension de la plaque d'ancrage

b_1, b_2 : dimension de la section du prisme ayant même centre de gravité que la plaque

4) Vérification des contraintes

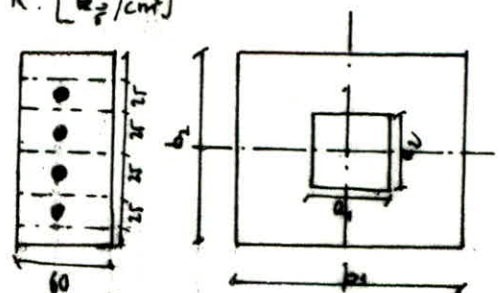
Dans notre cas la plaque d'ancrage sont carrées de côté: 15,7 cm.

Le diamètre de la gaine de armatures $\phi_{\text{ext}} = 5,05 \text{ cm}$ la section nette de la plaque d'ancrage est: $S = (15,7^2 - 7,505^2) = 226,5 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{\text{lim}} = \frac{1}{1,6} \bar{\sigma}_i \cdot K = 250 \text{ k. [kg/cm}^2]$$

$$P = 81334,64$$

Prisme	b_1	b_2	K_i	$\bar{\sigma}_i$	P/S (kg/cm ²)	$P/S < \bar{\sigma}_i$
④	60	25	1,48	370	359	oui
⑤	60	25	1,48	370	359	oui
⑥	60	25	1,48	370	359	oui
⑦	60	25	1,48	370	359	oui



CALCUL DES DEFORMATIONS

Liberté de déformation

La mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations telle que flèche, rotation d'appuis, raccourcissement.

Il est essentiel que ces déformations puissent librement se produire sans peine de modifier les effets de la précontrainte, ce par conséquent l'état de contrainte résultant dans les diverses sections de la pièce.

II Flèche et Contre flèche

1) Sous G , à mi-travée la flèche est donnée par : $f = \frac{5q_g \cdot l^4}{384 \cdot EI}$

$$q_g = 2,87 \text{ t/m} \quad ; \quad I = 198129368 \quad ; \quad E = E_v = \frac{1}{3} E_c = \frac{1}{3} 400000 = 133400$$

$$f_g = \frac{5 \times 2,87 \times (2645)^4 \cdot 10}{384 \cdot 133400 \cdot 198129368} = 6,9 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad f_g = 6,9 \text{ cm}$$

2) Contre flèche dû précontrainte

La contrainte des fils au milieu est

- à la mise en tension 13695 kg/cm^2
- à la mise en service 11724 kg/cm^2

$$f_p = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x \, dx + \frac{1}{2} \int_{L/2}^L \frac{M}{EI} (L-x) \, dx \quad (1)$$

pour un diagramme Symétrique / axe positif, l'expression (1) devient

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x \, dx$$

Cette valeur représente le moment statique à EI pres de l'axe limité par le diagramme des moments de précontraintes dans chaque section et l'axe de référence (Horizontal) sur la demi longueur par rapport à l'appui de gauche

on va tracer le diagramme des moments de précontrainte à partir de 3 valeurs des moments ($x=0$; $x = \frac{L}{4}$; $x = \frac{L}{2}$)

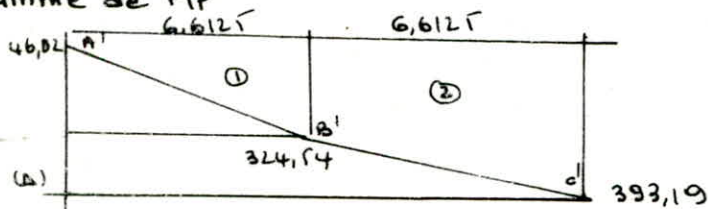
on prend comme valeur de contrainte

$$\sigma_m = \frac{13695 + 11724}{2} = 12710 \text{ kg/cm}^2$$

La précontrainte par câble est $P = 12710 \times 5,58 = 70922 \text{ kg}$.

Section	$\Sigma \cos \alpha$	N (kg)	e (cm) 10^2	M_p (kg.m)	M_p (t.m)
Milieu	7	496454	-79,2	393192	393,19
quart	6,904	489645	-66,28	324537	324,54
About	3,921	278085	-16,55	46023	46,02

Diagramme de M_p



on doit calculer les moments statiques au diagramme ainsi défini / DD' la formule donnant la distance du Centre de gravité du petit côté "d" d'un trapèze

$$X_G = \frac{2 \times B + b}{B + b} \times \frac{h}{3}$$

$$X_{G1} = \frac{2 \times 324,54 + 46,02}{324,54 + 46,02} \times \frac{6,6127}{3} = 4,135 \text{ m}$$

$$X_{G2} = \frac{2 \times 393,29 + 324,54}{393,29 + 324,54} \times \frac{6,6127}{3} + 6,6127 = 10,024 \text{ m}$$

Arre des diagrammes A₁ et A₂

$$A_1 = \frac{324,54 + 46,02}{2} \times 6,6127 = 1225,16 \text{ t.m}^2$$

$$A_2 = \frac{393,29 + 324,54}{2} \times 6,6127 = 2372,99 \text{ t.m}^2$$

Moment Statique : $S_D = \sum X_{G_i} \cdot A_i = -1227,16 \times 4,135 - 2372,99 \times 10,024 = 28853 \text{ t.m}^3$

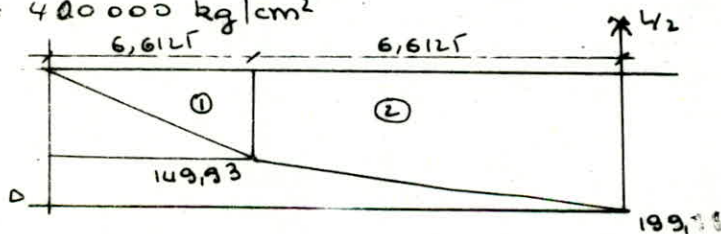
$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x \, dx = \frac{1}{EI} \sum X_{G_i} \cdot A_i = \frac{28853 \cdot 10^3 \cdot 10^6}{133400 \times 19812936,80} = -10,9 \text{ cm}$$

le signe ⊖ veut dire que la flèche est vers le haut.

Flèche due aux Surcharges

C'est la surcharge C₀ qui est la plus défavorable. La charge n'est pas uniforme et nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée par précontrainte.

$$E = E_c = 400000 \text{ kg/cm}^2$$



$$X_{G1} = \frac{2}{3} \times 6,6127 = 4,408 \text{ m}$$

$$X_{G2} = 6,6127 + \frac{2 \times 199,88 + 149,93}{199,88 + 149,93} \times 6,6127 = 8,184 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{6,6127 \times 149,93}{2} = 495,71 \text{ t.m}^2$$

$$A_2 = \frac{199,88 + 149,93}{2} \times 6,6127 = 1156,56 \text{ t.m}^2$$

$$S_D = \sum X_{G_i} \cdot A_i = 4,408 \times 495,71 + 8,184 \cdot 1156,56 = 11650,38$$

$$f_q = \frac{S_D}{EI} = \frac{11650,38 \cdot 10^9}{400000 \cdot 19812936,80} = 1,47 \text{ cm}$$

flèche de construction :

on adopte une flèche de construction pour le fond de coffrage vers le bas

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_q) = \frac{3}{4} (10,9 - 1,47) = 3,0 \text{ cm}$$

flèche totale à mi-traverse

a vide : $f = f_n + f_p + f_c = 6,9 - 10,9 + 3 = -1,0 \text{ cm}$

en charge : $f = f_n + f_p + f_c + f_q = -1,0 + 1,43 = 0,43 \text{ cm}$

3) Rotation d'appuis: β

$$\beta = \int_0^L \frac{M}{EI} dx$$

danste cas n le diagramme des moments est symetrique

$$\beta = \int_0^L \frac{M}{2EI} dx$$

$\int M dx$: l'aire comprise entre la courbe des moments et l'axe horizontal de reference

Sous charge permanente

$$B_n = \frac{19 \cdot L^3}{24 EI} = \frac{2,87 \times 10^3 \times (26,45)^3}{24 \cdot 133400 \cdot 19812936,80} = 0,0084 \text{ rd}$$

3-2 Sous Effort precontraint

$$\int_0^L M dx = 2(-2574,99 - 1245,16) = -7196,3 \text{ t.m}^2$$

$$B_p = \frac{1}{-EI} \int_0^L M dx = \frac{-7196,3 \times 10^3 \times 10^4}{2 \times 19812936,80 \cdot 133400} = 0,0136 \text{ rd}$$

3-3 : Sous Surcharge C_0

$$E = E_c = 400000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\int_0^L M dx = 2(495,31 + 1156,56) = 2 \times 1652,27 \text{ t.m}^2 = 3304,54 \text{ t.m}^2$$

$$B_q = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx = \frac{3304,54 \times 10^3 \times 10^4}{2 \times 400000 \times 19812936,80} = 0,0021 \text{ rd}$$

Rotation total

- a vide $\beta = B_n + B_p = 0,0084 - 0,0136 = 0,0052 \text{ rd}$

- en charge $\beta = B_n + B_p + B_q = -0,0052 + 0,0021 = -0,0031 \text{ rd}$

4) Deplacement d'appui

Les deplacement horizontal d'appuis sont dûs a quatre cause principales qui provoque chacune des deplacements de l'appui vers le milieu de la poutre.

4-1 - Deplacement et rotation d'appui

$$\Delta_p = \beta \frac{ht}{2}$$

β : rotation d'appui

ht : hauteur de la poutre

$$\Delta_p = -0,0052 \times \frac{150}{2} \times 10^3 = -3,9 \text{ mm}$$

4-2. deplacement dû au retrait

$$\Delta_r = -\epsilon_r \frac{L}{2} = 2,3 \cdot 10^{-4} ; L = 26,45 \text{ m}$$

$$\Delta_r = -2,3 \cdot 10^{-4} \times \frac{26,45}{2} \cdot 10^3 = -3,04 \text{ mm}$$

4-3. deplacement dû au fluage.

on prendra en compte la valeur moyenne entre la contrainte de Compression de la fibre inferieure au milieu σ_m et celle de l'appui σ_A .

pour σ_A et σ_m on prendra la moyenne entre la contrainte en service et celle a la mise en tension: $\sigma_m = \frac{\sigma_M + \sigma_A}{2}$ et $\Delta_f = -\frac{L}{2} \frac{\sigma_m}{E_r}$

	$\sigma_A (A_{T=0}) (kg/cm^2)$	$\sigma_H (H_{L=0}) (kg/cm^2)$
En Service	35,99	182,35
à la mise en tension	35,99	109,12

$$35,99 \text{ kg/cm}^2 \quad 145,74$$

$$\text{d'où } \sigma'_m = 90,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = 133400 \text{ kg/cm}^2 \quad \Delta f = -0,00901 = -9,01 \text{ mm}$$

⊕ Déplacement dû aux variations de température
on prend une valeur moyenne $\Delta t = \pm \frac{L}{1000}$

$$\Delta t = \pm \frac{26,45}{1000} \cdot 10^3 = \pm 2,645 \text{ m.m.}$$

- Déplacement Maximal

Comme les poutres sont préfabriquées et ne sont posées sur leurs appuis qu'après un certain temps et après la mise en tension on a

$$- \Delta_{\text{max}} = \frac{2}{3} (\Delta_p + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta t = \left[\frac{2}{3} (3,9 + 3,04 + 9,01) + 2,645 \right]$$

$$\therefore \Delta_{\text{max}} = -13,3 \text{ mm}$$

- Déplacement minimal

$$\Delta_{\text{min}} = 2,645 \text{ m.m.}$$

JOINT DE CHAUSSEE

1) RÔLE DES JOINTS :

Ils assurent la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage malgré leurs déplacements relatifs, dus à l'effet des écarts de températures, aux retraits différents et aux rotations.

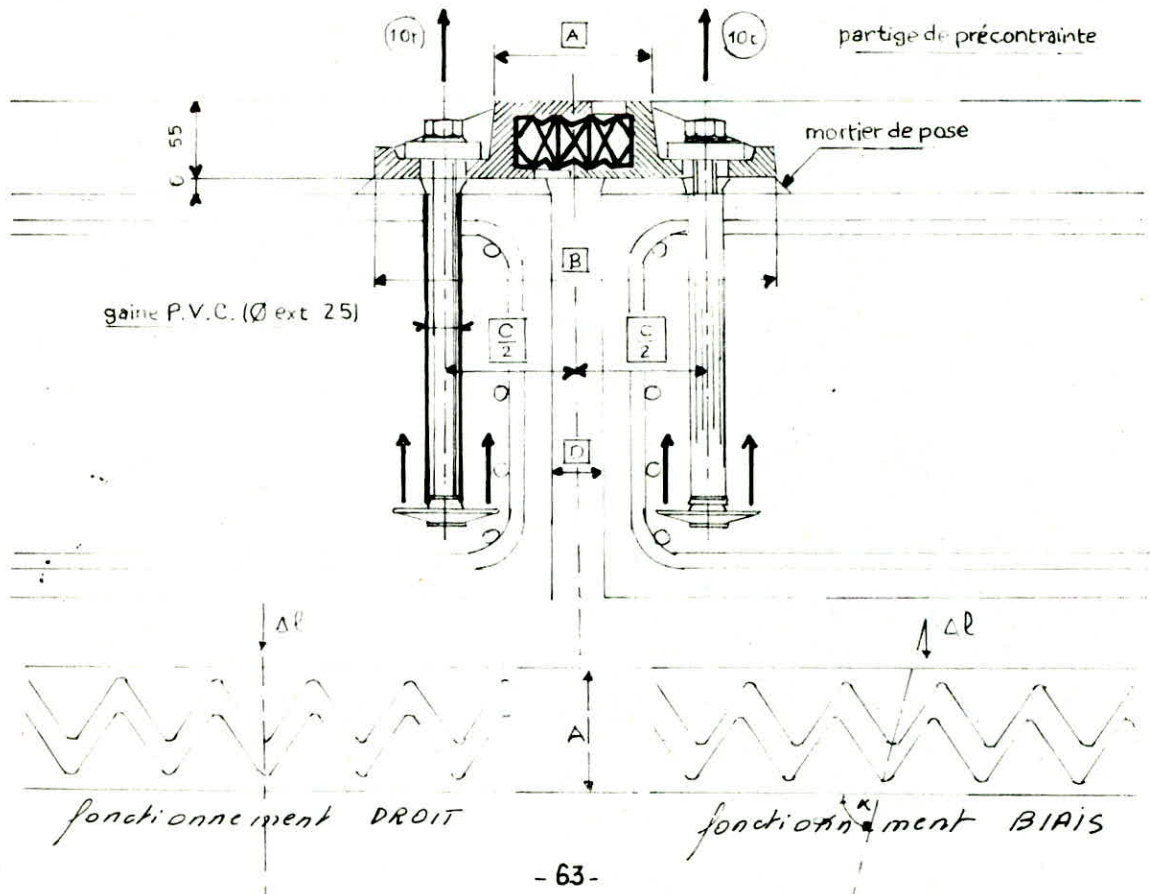
2) choix du type de joint :

Le calcul des déformations donne :

- Souffle max = $\Delta_{max} = 13,3 \text{ mm}$
- Souffle min = $\Delta_{min} = 2,645 \text{ mm}$

On choisit des joints Type CIPEC W50.
Dont les caractéristiques sont :

	A	B	C	D
$0 \leq \Delta l \leq 50 \text{ mm}$	$111 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$285 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$185 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$35 \pm \frac{\Delta l}{2}$



APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations.

CHARGES QUI SOLLICITENT L'ENSEMBLE DE L'OUVRAGE:

CHARGES VERTICALES:

Le tablier repose sur deux culées et une pile. Nous calculerons les efforts verticaux dus aux charges et surcharges qui sollicitent la pile et les culées.

exp. sous Bc.

* Culée

$$y_1 = 1; y_2 = 0,943; y_3 = 0,773; y_4 = 0,603$$

$$y_5 = 0,546; y_6 = 0,376$$

$$R_0 = 24(1 + 0,943 + 0,773 + 0,603 + 0,546) + (0,376 + 0,773)12.$$

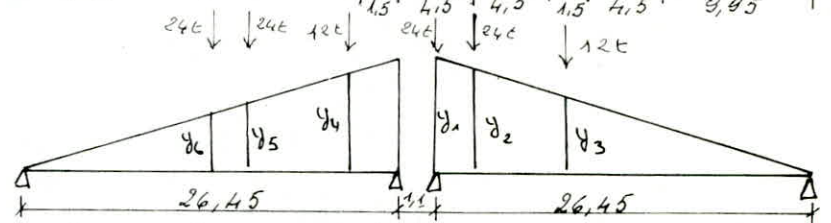
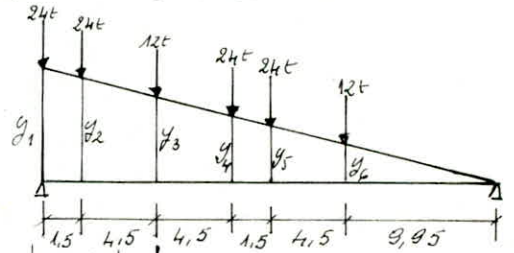
$$R_0 = 87,996t$$

* Pile

$$y_1 = 1; y_2 = 0,943; y_3 = 0,773$$

$$y_4 = 0,773; y_5 = 0,645; y_6 = 0,701$$

$$\Rightarrow R_1 = 98,664t$$



On fera les calculs pour les différentes surcharges; le tableau suivant donne les valeurs des réactions.

Appuis \ surcharges et charges	G ₁	A(L)	Trottoir	B _c	M _{c120}	C _D	Seisme verticale 0,07 x G ₁
Culée	304	108	6,35	88	106,07	155,61	7 21,28
Pile	607	216	12,70	99	115,24	203	7 42,49

N.B: les accélérations sismiques verticales et horizontales sont prises respectivement $E_v = 0,07$ et $E_h = 0,1$ et suivent les recommandations du C.I.S.

CHARGES HORIZONTALES

LE VENT:

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe une pression $P = 0,25t/m^2$ (notre pont est en région II, voir CPC). L'effort horizontal dû au vent est: $H_v = P \cdot L_p \cdot h$ avec: $L_p = 54m \rightarrow$ longueur du pont, $h = 1,74m$ d'où: $H_v = 0,25 \times 1,74 \times 54 = 23,49t$.

FREINAGE

Les charges de chaussée A(L) et B_c peuvent développer des réactions de freinage dont la résultante est supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- Effort de freinage développé par A(L):

avec $\tau = L \times P_s = 211,6 m^2$

$A = 7020,5 kg/m^2$ (2 voies chargées)

$$F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \cdot L} \times \tau$$

$\Rightarrow F_A = 10,4t$

- Effort de freinage développé par B_c:

Un seul camion est supposé freiner et développe une force de freinage égale à son poids:

$F_{B_c} = 30t$

- Forces centrifuges:

Dans notre pont la chaussée est en courbe. Le C.I.C (Art 7) précise que ces forces sont calculées à partir du système B_c. On adoptera pour la force centrifuge développée par

essieu une fraction de son poids égale à :

$$\xi = \frac{R + 150}{6R + 350} \text{ pour } R < 400\text{m}$$

Coefficient de majoration dynamique $S = 1,095$

$$R = 175\text{m} \Rightarrow \xi = 0,232$$

$$\text{d'où } F_c = 120 \times \xi \times S = 30,48\text{t}$$

Ces forces centrifuges ne sont pas cumulées avec les forces de freinage.

- Seisme :

$H_s = E_H \cdot G$ avec $E_H = 0,10$: coefficient d'accélération horizontale.

$$G = (22,95 \times 54) = 1239,3\text{t} \text{ (poids total du Tablier)}$$

$$\Rightarrow H_s = 124\text{t}$$

CALCUL DE LA VARIATION LINEAIRE DU TABLIER.

les déplacements horizontaux sont dus à trois causes principales qui provoquent chacune un déplacement de l'appui vers le milieu de la poutre.

RETRAIT :

On admet que 60% du retrait s'effectue avant la mise en place des poutres.

$$\frac{\Delta L_r}{L_p} = - \frac{100 - 60}{100} \epsilon_i \Rightarrow \Delta L_r = -0,40 \epsilon_i L_p = -0,40 \times 0,23 \cdot 10^{-3} \times 54$$

$$\epsilon_i = 0,23 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \Delta L_r = -4,968 \cdot 10^{-3} = -5\text{mm}$$

FLUAGE :

$$\frac{\Delta L_f}{L_p} = \epsilon_{c\infty} \text{ avec } \epsilon_{c\infty} = \text{déformation relative due au fluage}$$

$$= 4,98 \cdot 10^{-4} \text{ (voir chap. précontrainte)}$$

$$\Rightarrow \Delta L_f = 4,98 \cdot 10^{-4} \times 54 = 27\text{mm}$$

TEMPERATURE

$$\Delta L_T = \mp \epsilon_{DT} \times L_p \quad \epsilon_{DT} \text{ est estimée à } 0,3\%$$

$$\Rightarrow \Delta L_T = \mp 0,0003 \times 54 = \mp 16,2\text{mm}$$

Les variations linéaires totales seront donc :

$$\text{- Allongement} = \Delta L_{\max}^+ = \Delta L_T = 16,2\text{mm}$$

$$\text{- Retrecissement} = \Delta L_{\max}^- = -(5 \times 27 + 16,2) = -48,2\text{mm}$$

DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS.

- Réactions d'appuis : - sous charges permanentes = $\frac{30H}{8} = 38\text{t}$.
- sous $C_D = \frac{155,61}{8} = 19,45\text{t}$.

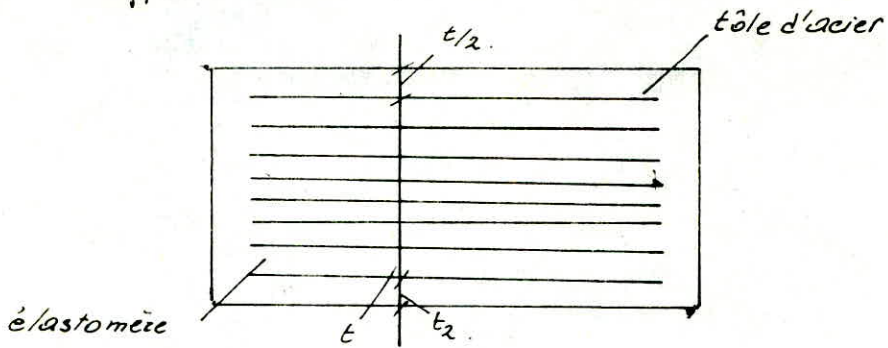
- Réaction maximale sur chaque appui $\Rightarrow R_{\max} = 38 + 19,45\text{t} = 57,45\text{t}$.

- Réaction minimale sur chaque appui $\Rightarrow R_{\min} = 38\text{t}$.

Les appareils d'appuis sont du type SEMPERIT, modèle choisi 250/400/61/85
CARACTERISTIQUES

Dimensions des appuis a x b	Surface de base	Charge verticale admissible	Module E	Epaisseur des couches d'élastomère	Epaisseur des feuilles d'acier	Nombre de couches d'élastomère	Déplacement horizontaux admissible	Hauteur de montage	TYPE I	Nombre de Tôles intercalaires	Hauteur d'élastomère
mm	mm	cm ²	kN	N/mm ²	mm	mm	mm	mm	mm	pes.	mm
250 x 400	1000	1250	595	8	3	7	40	85		8	61

coupe de l'appui



vérification des contraintes normales (vérifications préliminaires)

L'appui choisit une contrainte de $\frac{125 \cdot 10^3}{40 \times 25} = 125 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{ad}$

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b} = \frac{57,45 \cdot 10^3}{25 \times 40} = 57,45 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ad}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_{min}}{a \times b} = 38 \text{ kg/cm}^2 < 50 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } S = 1000 \text{ cm}^2 < 1200 \text{ (voir catalogue)}$$

\Rightarrow pas de fixation (sécurité anti-décapente).

REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

1. CALCUL DES RIGIDITES

La répartition des efforts sera faite en assimilant notre structure à un portique. L'effort horizontal d'application sur le tablier suppose infiniment rigide sera reparti entre les éléments d'appuis (Appareils d'appui, pile, culées) et cela suivant leurs rigidités. Les rigidités de ces appuis sont calculées à partir des constantes de ressort (ou amortissement) des éléments constituant ces appuis.

Nous définissons par $\delta(H=1)$ la déformation d'un élément pour un effort horizontal unitaire appelée constante de ressort.

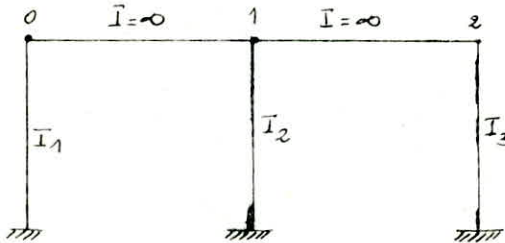
$k = H(\delta=1)$ la force pour un déplacement unitaire d'un élément appelé rigidité.

La rigidité d'une structure à plusieurs éléments de constante de ressort δ_i est $k = \frac{1}{\sum \delta_i}$. Ainsi la déformation de la pile ou de la culée pour un effort horizontal unitaire est

$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$ où $\delta_1 =$ déformation de l'élastomère

$\delta_2 =$ déformation des fûts de pile ou voiles de culée

$\delta_3 =$ déformation de la fondation.



1.1 DEFORMATION DE L'ELASTOMERE

$$\delta_n = \frac{\bar{l}_2}{n \cdot G \cdot A}$$

$\bar{l}_2 =$ hauteur de l'élastomère

$G =$ module de cisaillement ($G = 10 \text{ kg/cm}^2$).

$A = a \times b =$ aire de l'élastomère = 1000 cm^2

$n =$ nombre

* Appareil d'appui au niveau de la culée

8 appareils $\Rightarrow \delta_{10} = \delta_{12} = 1,063 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 1,06 \text{ mm}$

* Appareil au niveau de la pile

16 appareils $\Rightarrow \delta_{11} = 5,31 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,53 \text{ mm}$.

1.2. DEFORMATION DE LA CULEE ET DE LA PILE

* La rigidité du voile de la culée est de loin supérieure à celle des fûts de piles et pour cela on peut admettre que la déformation de la culée est nulle (rigidité infinie) soit

$$\delta_{20} = \delta_{22} = 0$$

* La déformation d'un fût de la pile s'exprime par :

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{3nEI} \quad \text{avec } I = \text{inertie du fût de la pile} = \frac{\pi D^4}{4} = 0,102 \text{ m}^4$$

$E =$ module d'élasticité du béton = $21000 \sqrt{f_{28}} = 36373 \text{ kg/cm}^2$

$h =$ hauteur de la pile = $7,095 \text{ m}$

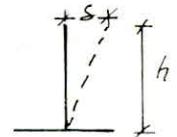
$n =$ nombre de fûts = 3

A.N. $\Rightarrow \delta_{21} = 0,107 \text{ mm}$.

1.3 DEFORMATION DE LA FONDATION.

La déformation de la fondation sur une pile de pieux est comme le montre la Figure ci-contre

$$\delta(H=1) = \omega + \varphi h.$$



Les rotations en tête de pieu est φ :

$$\Rightarrow \begin{cases} EI\varphi = X_{\varphi M^*} \frac{M^*}{\lambda} + X_{\varphi P^*} \frac{P^*}{\lambda^2} \\ EI\omega = X_{\omega M^*} \frac{M^*}{\lambda^2} + X_{\omega P^*} \frac{P^*}{\lambda^3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varphi = \left(X_{\varphi M^*} \frac{M^*}{\lambda} + X_{\varphi P^*} \frac{P^*}{\lambda^2} \right) \times \frac{1}{EI} = \left(\frac{1,54 \times 1,774 \times 3,79 + 1,26 \times 0,25 \times (3,79)^2}{0,102 \times 3637307} \right) \\ \omega = \left(X_{\omega M^*} \frac{M^*}{\lambda^2} + X_{\omega P^*} \frac{P^*}{\lambda^3} \right) \times \frac{1}{EI} = \left(\frac{-1,26 \times 1,774 \times (3,79)^2 + (-1,68) \times (0,25) \times (3,79)^3}{0,102 \times 3637307} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varphi = 4,01 \cdot 10^{-5} \\ \omega = 14,82 \cdot 10^{-5} \text{ m.} \end{cases}$$

On aura le déplacement de la fondation de la pile :

$$S = \omega + \varphi \cdot h = (14,82 + (4,01 \times 7,095)) \cdot 10^{-5} = 43,27 \cdot 10^{-5}$$

5/ DEFORMATION DE LA FONDATION DE LA CULÉE

La semelle de liaison est appuyée sur deux files de quatre pieux chacune. Et pour cela, on peut considérer que la rotation en tête de pieu est nulle ($\varphi=0$), chaque pieu est soumis en tête à l'effort tranchant

$$P^* = \frac{H}{n} = \frac{1}{8} = 0,125 \text{ t}$$

pour une longueur de pieu de $l=15\text{m}$ On a :

$$\varphi=0 \Rightarrow M^* = - \frac{X_{\varphi P^*}}{X_{\varphi M^*}} \times \frac{P^*}{\lambda} = - \frac{1,26 \cdot 0,125}{1,54 \cdot 0,264} = -0,39 \text{ t.m.}$$

$$EI\omega = X_{\omega M^*} \frac{M^*}{\lambda^2} + X_{\omega P^*} \frac{P^*}{\lambda^3} \Rightarrow \omega = 1,18 \cdot 10^{-5} \text{ m.}$$

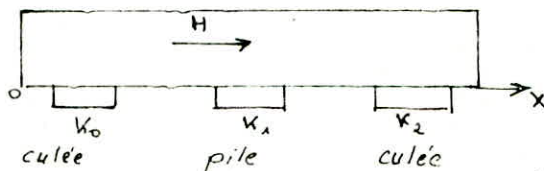
La déformation de la fondation de la culée est :

$$S_3 = 1,18 \cdot 10^{-5} \text{ m.}$$

REDISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX A LA PILE ET AUX CULÉES

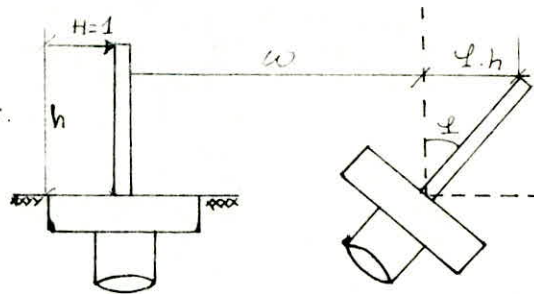
Les efforts horizontaux agissant sur la superstructure seront répartis sur les différents appuis en fonction de leurs rigidités.

Ainsi pour chaque appui revient un pourcentage $H_i \% = \frac{K_i}{\sum K_i} \cdot H$.



On récapitule dans le tableau qui suit les rigidités de chaque appui, et les efforts horizontaux repris par chaque appui.

où w est le déplacement en tête de pieu et φ le déplacement dû à la rotation de la fondation. Ce déplacement et cette déformation dépendent des caractéristiques de la fondation sur pieux, mais aussi de la réaction du sol où les pieux sont plantés. Ces déplacements et rotations tenant compte de la structure et du sol sont aisément évalués à l'aide des tables de Heinrich WERNER qui sont publiées dans l'ouvrage "BETON UND STAHLBAU".



Les déformations en tête de pieu sont données par:

$$EIw = \frac{X_{wm} M^*}{\lambda^2} + X_{wp} \cdot \frac{P^*}{\lambda^3} \quad \text{et} \quad EI\varphi = X_{\varphi m} \frac{M^*}{\lambda} + X_{\varphi p} \frac{P^*}{\lambda^2}$$

où

P^* = effort tranchant en tête de pieu engendré par la charge unitaire. Pour une fondation sur n pieux, on a pour chaque pieu: $P^* = 1/n$

M^* = moment fléchissant en tête de pieu engendré par la charge unitaire pour chaque pieu, on a $M^* = 1 \cdot h/n$

λ = paramètre dépendant du module de réaction du sol C_u et des caractéristiques du pieu; $\lambda = 1/d$.

d étant la longueur élastique du pieu $d = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}}$

b : diamètre du pieu.

C_u : module de réaction du sol de la fondation.

E : module d'inertie du pieu.

X_{wm}^* ; X_{wp}^* ; $X_{\varphi m}^*$; $X_{\varphi p}^*$ sont des coefficients données par les tables de WERNER en fonction du produit $\lambda \cdot l$ (l : longueur du pieu), de la variation du module de réaction du sol le long du pieu et enfin du mode d'appui du pied du pieu (libre ou articulé).

APPLICATION DU PROJET.

DEFORMATION DE LA FONDATION DELAÏBLE.

La semelle de liaison est sur une file de quatre pieux ($n=4$).

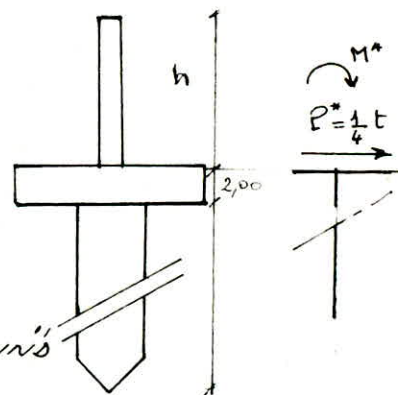
L'effort tranchant en tête de pieu est:

$$P^* = \frac{H}{4} = \frac{1}{4} = 0,25t \quad ; \quad \text{le moment est } M^* = \frac{1 \cdot h}{4} = 1,774t \cdot m.$$

Le module de réaction du sol est estimé à: $C_u = 6000t/m^3$.

On admet entre autre que la variation du module de réaction du sol le long du pieu est comme indiqué ci-contre (ce qui correspond au cas (2) des variations

de C_u le long du pieu présentées dans l'ouvrage "BETON UND STAHLBAU". Le pied du pieu est supposé libre.



$$E = 36373077/m^2 \quad b = 1,20m \quad I = \frac{\pi b^4}{64} = 0,102m^4$$

$$\Rightarrow d = 3,79m \quad \text{et} \quad 3d = 11,37m < l.$$

$$\lambda = \frac{1}{d} = 0,264 m^{-1}$$

Tables de WERNER

$$\lambda l = (0,264 \times 15) = 3,96 \approx 4$$

\Rightarrow

$$\begin{cases} X_{wm}^* = -1,26 & ; & X_{wp}^* = -1,68 \\ X_{\varphi m}^* = 1,54 & ; & X_{\varphi p}^* = 1,26 \end{cases}$$

	Abseisse x_i (m)	élastométre S_{2i} (10^3 m)	pile - eulée S_{2i} (10^3 m)	fondation S_{2i} (10^3 m)	décaimétré S_i (10^3 m)	rigidité k_i 10^3 m ⁻¹	$k_i \cdot x_i$	H %	freinage $H_{fe}(t)$	Seisme $H_{se}(t)$
eulée 0	0	106	0	1,18	107,18	0,009	0	33,33	10	41,33
pile 1	27	53	10,7	43,27	106,97	0,009	0,243	33,33	10	41,33
eulée 2	54	106	0	1,18	107,18	0,009	0,486	33,33	10	41,33
					Somme	0,027	0,729	100	30	124

EFFORTS SUR LES APPUIS RESULTANT DES VARIATIONS LINEAIRES DU TABLIER.

Les déplacements (caecourcissement ou allongement) du tablier sont comptés à partir du centre de déplacements. Ce dernier est défini comme étant la position de la section du tablier du pont, qui ne subit aucun déplacement.

La position du centre de déplacement est donnée par $x_0 = \frac{\sum k_i x_i}{\sum k_i}$

Dans notre cas $x_0 = \frac{0,737}{0,0273} = 27 \text{ m} = \frac{L}{2}$.

La pile n'est pas affectée par un déplacement linéaire. La variation linéaire d'un point d'abseisse x_i s'écrit :

$$U_{ei} = \Delta l_{\max} \cdot \frac{x_i}{L} ; \quad \Delta l_{\max} = \text{déplacement maximal dû au fluage, température et retrait} = 48,2 \text{ mm}$$

Cette variation linéaire engendre un effet sur l'appui

$$H_{VL} = \frac{n \cdot G \cdot U_e \cdot a \cdot b}{T} ; \quad (a, b, T) \text{ caractéristiques des appareils d'appuis}$$

$n = \text{nombre des appareils d'appuis.}$

On aura donc :

* Sur la pile : $x_i = 0 \Rightarrow U_{ep} = 0 \Rightarrow H_{VLP} = 0$.

* Sur la eulée : $x_i = 27 \text{ m} ; U_{ec} = \frac{\Delta l_{\max}}{L} \times x_i = \frac{48,2}{54} \times 27 = 24,1 \text{ mm}$.

$$\Rightarrow H_{VL} = \frac{6 \times 10 \times 2,41 \times 1000}{8,5} = 17,012 \text{ t}$$

VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

1 - VERIFICATION AU CISAILLEMENT

1.1 - Sans variation linéaire (lente):

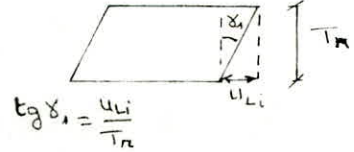
Condition à vérifier $\tau = G \tan \delta_1 \leq 0,5 G \Leftrightarrow \tan \delta_1 \leq 0,5$

pour la pile:

$$\left. \begin{array}{l} T_2 = 85 \text{ mm} \\ U_{L_i} = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \tan \delta_1 = 0/83 = 0 \leq 0,5$$

pour la culée:

$$\left. \begin{array}{l} T_2 = 85 \text{ mm} \\ U_{L_i} = 24,1 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \tan \delta_1 = \frac{24,1}{85} = 0,284 < 0,5$$



1.2 - Sans variation linéaire plus freinage (lente + brusque):

Condition à vérifier:

$$G \tan \delta_1 + \frac{H_{fc}}{n \cdot a \cdot b} \leq 0,7 G \Leftrightarrow \tan \delta_1 + \frac{H_{fc}}{n \cdot G \cdot a \cdot b} \leq 0,7$$

pile:

$$\Rightarrow n = 16 ; H_{fc} = 10t \Rightarrow \tan \delta_1 + \frac{10000}{16 \times 10 \times 1000} = 0,063 < 0,7$$

:

$$\text{culée} \Rightarrow n = 8 \Rightarrow H_{fc} = 10t \Rightarrow \tan \delta_1 + \frac{10000}{8 \times 10 \times 1000} = 0,409 < 0,7$$

1.3 - Sans variation linéaire plus freinage plus seisme:

Condition à vérifier:

$$G \tan \delta_1 + \frac{H_{fc}}{2n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2n \cdot a \cdot b} \leq 1,3 G$$

$$\Rightarrow \tan \delta_1 + \frac{H_{fc}}{2n \cdot G \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2n \cdot G \cdot a \cdot b} \leq 1,3$$

$$* \text{ pile: } H_s = 41,33t \Rightarrow \tan \delta_1 + \frac{H_{fc}}{2G \cdot n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2G \cdot n \cdot a \cdot b} = 0,161 < 1,3$$

* culée:

$$H_s = 41,33t \Rightarrow \tan \delta_1 + \frac{H_{fc}}{2G \cdot n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2G \cdot n \cdot a \cdot b} = 0,605 < 1,3$$

1.4 - Sans charge verticale plus charge horizontale plus rotation d'appui:

Condition à vérifier: $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$.

$\tau = 1,5 \tau_{\max} / \beta$ (contrainte de cisaillement due à la charge verticale)

$$\tau_{\max} = 57,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = a \cdot b / 2t(a+b) \quad [\text{coefficient de forme de l'appareil d'appui}]$$

t: épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère (t = 8mm)

$$\Rightarrow \beta = 9,615 \Rightarrow \tau_N = 8,962 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = G \tan \delta_1 + \frac{H_{fc}}{2n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2n \cdot a \cdot b} = 10 \times 0,284 + \frac{10000}{2 \times 8 \times 1000} + \frac{41330}{2 \times 8 \times 1000} = 6,048 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \frac{a^2}{t^2} \cdot \frac{\alpha \alpha d}{n} \cdot G \quad \text{avec } \alpha \alpha d = \text{angle de rotation admissible.}$$

n = nombre de feuillets d'élastomère par appareil d'appui = 7
t = 8mm.

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \left(\frac{40}{0,8} \right)^2 \left(\frac{0,0175}{7} \right) 10 = 31,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 31,25 + 6,048 + 8,962 = 46,26 \text{ kg/cm}^2 < 5G = 50 \text{ kg/cm}^2$$

2. CONDITION DE NON GLISSEMENT

La condition de non glissement s'écrit $H \leq f \cdot N$.

avec f = coefficient de frottement total = $f = 0,1 \times \frac{C}{\sigma_{max}} + 0,15 = 0,354$.

$$N = R_{min} = 38t.$$

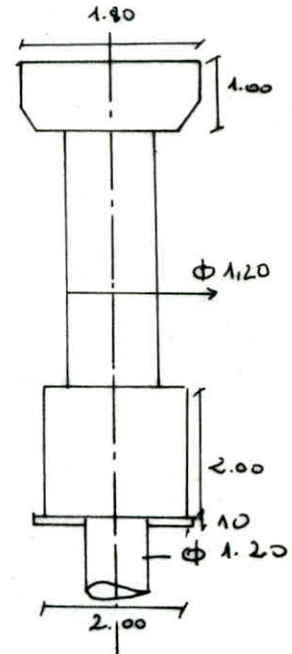
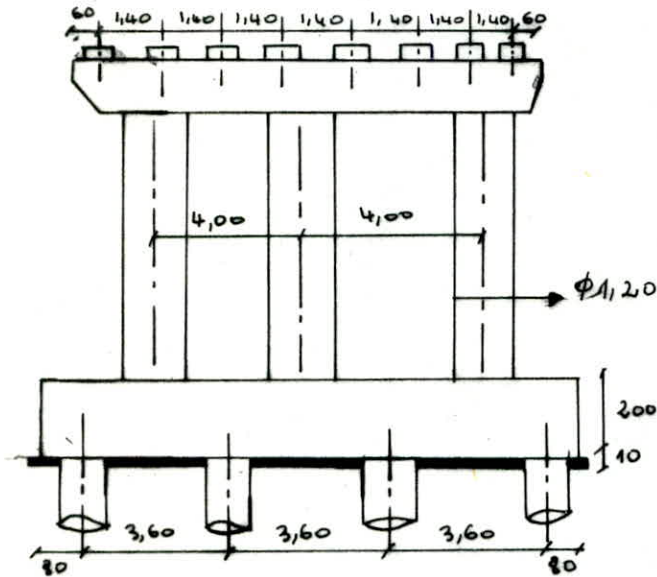
$$\begin{aligned} * \text{ pour la culée: } H &= \frac{1}{6} [H_{f2} + H_3 + H_{ve}] = \frac{1}{6} [10 + 41,33 + 17,012] \\ &= 11,390 < f \cdot N = 13,452t. \end{aligned}$$

* pour la pile:

$$\begin{aligned} H &= \frac{1}{12} [H_{f2} + H_3 + H_{ve}] = \frac{1}{12} [10 + 41,33 + 0] \\ &= 4,278t < f \cdot N = 13,452t \end{aligned}$$

Le type d'appareils choisis est donc correcte.

ETUDE DE LA PILE



Etude du chevetre:

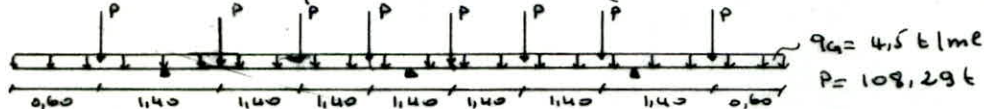
Le chevetre doit être conçu pour pouvoir reprendre son poids propre et les efforts provenant du Tablier. Il sera étudié comme une poutre dont les appuis sont les FÔTs.

Evaluation des Efforts:

- * poids propre du chevetre : $q_G = 2,5 \times 1,80 \times 1 = 4,5 \text{ t/m}$
- * Effort provenant du Tablier : Ils seront répartis sur les poutres qui les transmettent au chevetre en charges concentrées.
- * Poids propre du Tablier : $P_G = \frac{60711}{8} = 75,888 \text{ t}$ dans chaque poutre.

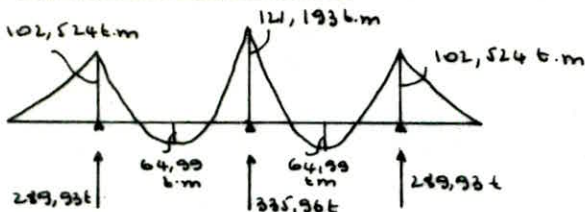
- Surcharges : Le cas de (A(1) + Trottoir) est le plus défavorable pour la pile, chaque poutre transmet : $P_S = \frac{215,938}{8} = 27 \text{ t}$.
- charge concentrée : $P = P_G + 1,2 P_S = 108,29 \text{ t}$

* Schema Statique du chevetre (En Condition Normal) :

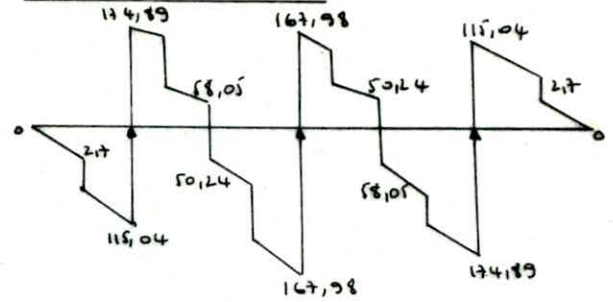


on utilisera la forme de 3 moments pour avoir les valeurs des moments ainsi que les reactions d'appuis. On aura donc les diagrammes suivant:

* Diagramme des moments



* Efforts Tranchants



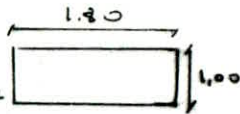
Remarque : sous conditions Sismiques (Combinaison de 2eme genre : $S_L = G + P + S_I$) on aura

$\{ \begin{matrix} q_a = 4,8 \text{ t/m} \\ P = 110,09 \text{ t} \end{matrix}$ les charges sont donc presque identique, il est inutile de refaire les diagrammes.

Ferrailage du chevetre :

Du a : Sur appui $M = 121,193 \text{ t.m}$

$h = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$; $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{(15 \times 121,193)}{(2400)(190)(95)^2}$



$\left. \begin{matrix} K = 43,8 \\ E = 0,9150 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \mu = 0,04$
 $\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 63,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 49,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 16 \text{ T}20 = 50,26 \text{ cm}^2$

Verification : Condition de non fissuration $\left\{ \begin{matrix} \sigma_1 = K \frac{M}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{(1+10\bar{\omega}_f)} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \bar{\sigma}'_b}{\phi}} \end{matrix} \right.$
 $K = 10^6$; $\eta = 1,6$; $\bar{\omega}_f = \frac{A}{\bar{\sigma}_f} = 0,028$
 $\Rightarrow \sigma_1 = 1750 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 1878 \text{ kg/cm}^2$
 donc $\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cu}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$
 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1878 \text{ kg/cm}^2$

$\left\{ \begin{matrix} \mu = 0,0596 \\ K = 34,40 \\ E = 0,8988 \end{matrix} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 54,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$; $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 75,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 26 \text{ T}20 = 81,66 \text{ cm}^2$

Armatures inferieures : $M = 65 \text{ t.m}$ $\mu = 0,0214$ $\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 44,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$
 $K = 63$
 $E = 0,9359$ } et $A = 26,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13 \text{ T}16 = 26,13 \text{ cm}^2$

Fissuration : $\bar{\omega}_f = 0,015$
 $\left\{ \begin{matrix} \sigma_1 = 1043 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1878 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1878 \text{ kg/cm}^2$

$\mu = 0,0319 \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K = 50 \\ E = 0,9231 \end{matrix} \Rightarrow \right.$

$A = 39,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13 \text{ T}20 = 40,83 \text{ cm}^2$

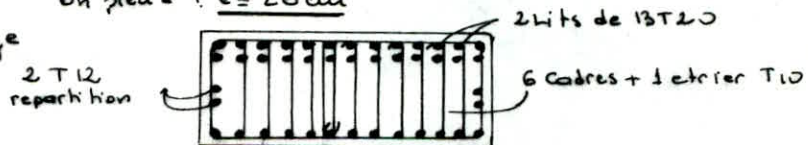
Effort tranchant $T_{max} = 175 \text{ t}$

$\tau_b = \frac{T}{b \gamma} = \frac{T}{b \frac{2}{3} h} = 11,7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_b = 53,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,8 \text{ kg/cm}^2$
 on a bien $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ armatures d'axe droites.

$\rho_{at} = \max \left[\left(1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right), \frac{1}{3} \right] = 0,43$ $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cu} = 34,86 \text{ kg/cm}^2$ ($\sigma_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$)
 $A_{at} = 10,99 \text{ cm}^2$ (6 cadres + 1 étrier T10)

$t \leq \frac{A_{at} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 20,80 \text{ cm}$ $E = \min \left\{ 0,2h ; \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) h \right\} = \min \{ 19,51, 41 \} = 19 \text{ cm}$
 on prend : $t = 20 \text{ cm}$

Disposition du Ferrailage



ETUDE Des Fûts:

Pour le ferrailage des Fûts, il faut déterminer les efforts verticaux, horizontaux, ainsi que les sollicitations qu'ils engendrent à la base du fût.

a) Efforts horizontaux:

*1) L'effort horizontal engendré par la variation linéaire du Tablier est nul, puisque notre pile se trouve au centre de déplacement

*2) Les efforts engendrés par le séisme, freinage seront pris égaux au pourcentage trouvé lors de la répartition des efforts horizontaux sur les appuis (suivant l'axe du pont)

Néanmoins dans le cas de notre projet (pont biais), on remarque que les efforts \perp à l'axe du pont (force centrifuge + séisme + éventuellement le vent) peuvent être prépondérants, c'est pourquoi on examinera ce cas.

*3) En fin en dernier, on verra l'effet du choc de véhicules routier sur la pile.

EFFORT à la base des Fûts:

1°) dans le sens de l'axe longitudinal du pont

Condition Normale	Effort Horiz. H [t]	Eff. vertical N [t]	d (m)	moments M (t.m)
chevêtre 2,5 (1,8 + 1 x 11)	/	49,5		
Fûts 2,5 [$\pi \frac{11,1^2}{4} \times 6] \times 3$	/	50,89		
Poids propre du Tablier	/	607		
Aile + Trottoir	/	228,7		
Freinage	10	/	7,095	70,95

Combinaison : $G + 1,2P + (T)$

$$\begin{cases} N_{max} = \frac{981,83}{3} = 327,28 \text{ t} \\ H = 0 \\ M = 0 \\ N_{min} = \frac{707,39}{3} = 235,80 \text{ t} \\ H = \frac{10}{3} = 3,33 \text{ t} \\ M = \frac{70,95}{3} = 23,65 \text{ t} \end{cases}$$

conditions sismiques	H [t]	N [t]	d (m)	M (t.m)
chevêtre: $49,5 \left\{ \begin{matrix} 1,07 \\ 1 \end{matrix} \right.$	-	52,97 49,5		
Fûts: $50,89 \left\{ \begin{matrix} 1,07 \\ 1 \end{matrix} \right.$	-	54,45 50,89		
poids propre du Tablier: $607 \left\{ \begin{matrix} 1,07 \\ 1 \end{matrix} \right.$	-	649,49 607		
Aile + Trottoir	-	228,7		
Séisme $[1,122 + (49,5 + 50,89) \times 0,9]$	51,37	/	7,095	364,47
Freinage	10	/	7,095	70,95

Combinaison : $G + P + (T) + SI$

$$\begin{cases} N_{max} = \frac{985,61}{3} = 328,54 \text{ t} \\ H = 51,37 = 17,12 \text{ t} \\ H = \frac{364,47}{3} = 121,49 \text{ t} \\ N_{min} = \frac{707,39}{3} = 235,80 \text{ t} \\ H = \frac{61,37}{3} = 20,46 \text{ t} \\ M = \frac{425,42}{3} = 141,81 \text{ t} \end{cases}$$

2°) Dans le sens perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont

Condition normale	Eff. Horiz. H [t]	N [t]	d (m)	M (t.m)
chevêtre	/	49,5		
Fûts	/	50,89		
poids propre du Tablier	/	607		
Surcharges	/	228,7		
Force Centrifuge	14,47	/	7,095	102,66

Combinaison : $G + 1,2P$

$$\begin{cases} N_{max} = \frac{981,83}{3} = 327,28 \text{ t} \\ H = 0 \\ M = 0 \\ N_{min} = \frac{707,39}{3} = 235,80 \text{ t} \\ H = \frac{14,47}{3} = 4,82 \text{ t} \\ M = \frac{102,66}{3} = 34,22 \text{ t.m} \end{cases}$$

2°) Dans Le Sens perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont :

Combinaison : G + P + S I

condition sismique	H [t]	N [t]	d [m]	M ₁₀ [t.m]
cherètre: 48,5 [1,07]	-	52,97 49,5		
Fûts: 59,89 [1,07]	-	54,45 50,99		
pois propre du Tablier: 607 [1,07]	/	649,49 607		
Surcharges	-	228,7		
Force centrifuge	14,47	-	7,095	102,66
Somme (58,48 + 49,5 + 50,99) / 1,07	68,92	-	7,095	488,98

$$\left\{ \begin{aligned} N_{max} &= \frac{945,61}{3} = 315,20 \text{ t} \\ H &= \frac{68,92}{3} = 22,97 \text{ t} \\ M &= \frac{488,98}{3} = 162,99 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} N_{min} &= \frac{707,39}{3} = 235,80 \text{ t} \\ H &= \frac{83,39}{3} = 27,80 \text{ t} \\ M &= \frac{591,64}{3} = 197,21 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

Cette Combinaison est la plus défavorable.

* CHOC DE VEHICULE ROUTIER SUR LA PILE: (Document SETRA . PP73 . 13.3)

Appuis des Tabliers

Les appuis des ponts en bordure d'une chaussée soumise à une circulation importante (Autoroute → rocad sud d'ALGER) sont exposés à un risque notable de choc par des véhicules lourds. En absence de prescriptions officielles les recommandations du SETRA donnent pour valeurs Nominales de véhicules

- choc Frontal = 100t
- choc Latéral = 50t

La force statique équivalente s'applique à 1,50m au dessus de la chaussée, dans notre cas le Fût est appuyé en Tête et encasturé à la base. (hypothèse 1 § 5.3.1)

* Effort dans l'appui : $F_{cc} = F_c \frac{H_c}{2H_f - H_c}$; $M_c = F_c \frac{H_c(H_f - H_c)}{2H_f - H_c}$

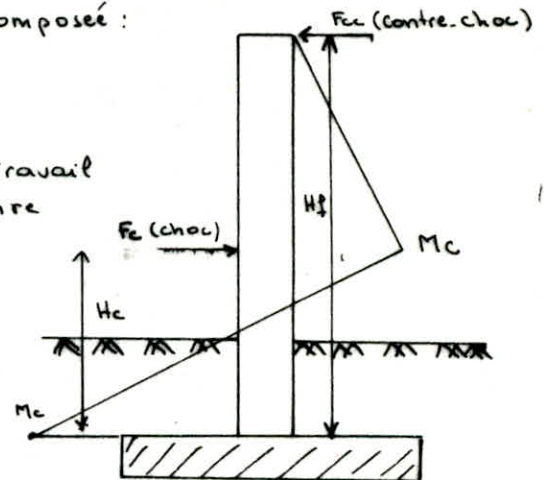
- Principe de Ferrailage

Les Armatures verticales du Fût doivent reprendre la sollicitation de choc, Cette-ci est une flexion Composée :

- { Moment Fléchissant M_c
- { Effort Normal N → charges permanentes

Sous cette sollicitation accidentelle les Taux de Travail admissible des Matériaux sont ceux du 2^{ème} genre

De plus dans la zone exposé au choc, entre 1 et 2m au dessus du niveau de la chaussée. On prévoiera des armatures horizontales de repailion dont la section sera de l'ordre de la moitié de celle des armatures verticales.



Calcul des Efforts dans le cas de Notre Projet :

$F_c = 100 \text{ t}$; $H_c = 2,4 \text{ m}$; $H_f = 6 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{aligned} M_c &= 100 \times 2,4 \frac{(6 - 2,4)}{(12 - 2,4)} = 90 \text{ t.m} \\ N &= 235,80 \text{ t} \end{aligned} \right.$$

Ferraillage du FÔT:

Les fôts étant sollicités en flexion composée, on remarque que la combinaison la plus défavorable est celle de la condition sismique (sens \perp à l'axe du pont)

Soit ($M = 197,21 \text{ t.m}$; $N = 235,80 \text{ t}$; $H = 27,80 \text{ t}$)

On va donc ferrailer avec les sollicitations et faire les vérifications pour les autres.

Acier utilisé: $\phi > 25 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{cu} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Condition extrême $\Rightarrow \bar{\sigma}_q = \sigma_{cu} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{197,21}{235,80} = 0,836 \text{ m} > \frac{D}{8} = \frac{1,20}{8} = 0,15 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$e_0 > 0,375, D = 0,45 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,6, \text{ Condition extrême } \Rightarrow \bar{\sigma}'_c = 1,5 \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 184 = 276 \text{ kg/cm}^2$$

Flambement du FÔT:

Il dépend de la nature des appuis. La longueur de flambement $l_c = \beta l_0$. On choisira une valeur de β intermédiaire entre le cas de la console et celui encastré-appuyé; soit $\beta = 1,4$.

$$l_0 = 6,00 \text{ m} \Rightarrow l_c = 8,4 \text{ m}$$

$$\text{On a: } D = 1,20 \text{ m} \quad A = \frac{\pi D^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2; \quad I = \frac{\pi D^4}{64} = 0,102 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0,3 \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{8,4}{0,3} = 28$$

$\lambda = 28 < 35 \Rightarrow$ pas de perte de stabilité. Le calcul à la résistance est suffisant.

$$M = 197,21 \text{ t.m}$$

$N = 235,80 \text{ t}$. TABLEAU 4.58 (page 134) aide Mémoire B.A.

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} r = 0,60 \text{ m} \\ d = 12 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{d}{2r} = \frac{12}{120} = 0,10$$

$$k_c = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{235,80 \times 0,60}{197,21} = 0,72$$

$$k_q = \frac{M}{r^3 \bar{\sigma}_q} = \frac{197,21 \cdot 10^5}{(60)^3 \cdot 4000} = 0,023$$

$$\Rightarrow \text{Tableau} \left| \begin{array}{l} \tilde{\omega}(90) = 0,32 \\ \kappa = 20,71 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{\tilde{\omega} \pi r^2}{100} = \frac{0,32 \cdot \pi (60)^2}{100} = 32,74 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{\kappa} \bar{\sigma}_q = \frac{1}{20,71} \cdot 4000 = 193 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 276 \text{ kg/cm}^2$$

Soit $24T25 = 114 \text{ cm}^2$ espacés de 15 cm .

Vérification des Contraintes:

$\kappa = 20,71$ position de l'axe neutre $y_1 = \kappa y_2 \cdot \phi$

$$\text{Tableau 4.60} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \kappa_1 = 0,38 \Rightarrow y_1 = 45,60 \text{ cm} \\ \kappa' = 10,99 \Rightarrow \sigma'_q = \kappa' \sigma'_b = 2121 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_q \end{array} \right.$$

Verification en Condition normale:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{eu} = 2667 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}'_b = 194 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{cases} M = 34,22 \text{ t.m} \\ N = 235,90 \text{ t} \end{cases} \quad e_0 = 0,145 \text{ m} < \frac{D}{8} \Rightarrow \text{section entierelement comprimée}$$

$$\sigma'_b = \frac{N}{B + 15A'} = 19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\sigma'_a = 15 \times 18 = 270 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

Verification au choc ; $\sigma_{eu} = 4000 = \bar{\sigma}_a \text{ en kg/cm}^2$

$$\begin{cases} M = 90 \text{ t.m} \\ N = 235,90 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow e_0 = 0,322 > \frac{D}{8} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$\delta = \min \left[0,20 \left(1 + \frac{20}{3e_1} \right) ; 0,6 \right] = 0,55$$

Sollicitation du Second Genre $\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 306 \cdot 0,55 = 252,45 \text{ kg/cm}^2$

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = 1,6$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{\pi r^2} = 1,04 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} K_b = 0,56 \\ K = 8 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{0,56} \cdot \frac{90 \cdot 10^5}{(60)^3} = 74,40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = K \sigma'_b = 8 \cdot 74,40 = 595,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Armatures Transversales: $\phi 12$ 15 a 20 cm.

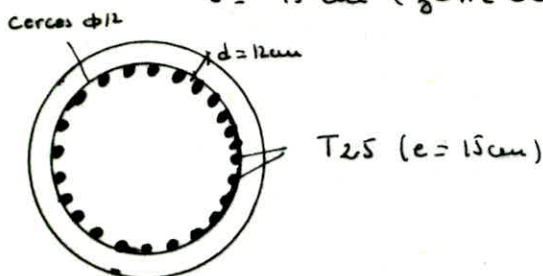
On choisira des Cerces $\phi 12$; en zone courante On aura

$$t \leq \begin{cases} b_1 = (100 \phi_c - 15 \phi_{Lmax}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) & \phi_c = 1,2 \text{ cm} ; \phi_{Lmax} = \phi_{Lmin} = 2,5 \text{ cm} \\ b_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \cdot \phi_{Lmin} & \sigma'_b = 18 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 92 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow b_1 = 148 \text{ cm} , \quad b_2 = 67 \text{ cm}$$

on prendra $t = 20 \text{ cm}$ en zone courante

$t = 15 \text{ cm}$ (zone de recouvrement + zone de choc (entree et 2m au-dessus de la chaussée))



Verification à l'effort Tranchant sous l'effet du choc

$$T = 100 \text{ t} ; \quad b_0 = 106 \text{ cm} \text{ (Section equivalente)}$$

$$z = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \cdot 94 = 62,67 \text{ cm}$$

$$\tau_{max} = \frac{T}{b_0 z} = 11,47 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \sigma'_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_{max} < \bar{\tau}_b$$

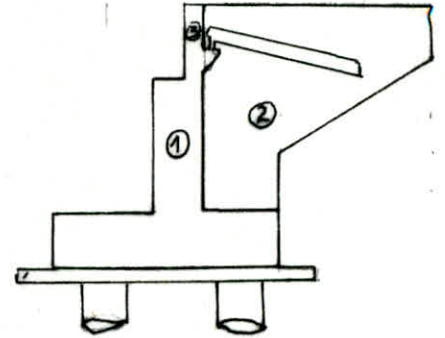
ETUDE DE LA CULEE

1. Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont ; Elle assure le raccordement de l'ouvrage au terrain. Sa disposition est telle que qu'il y'a continuité entre la chaussée (Remblais) et celle portée par le pont ainsi en contact avec les terres ; Elle peut être soumise à la poussée de ces dernières ou elle peut au contraire y être presque entièrement soustraites par des dispositions spéciales.

Le choix du type de culée dépend essentiellement de la hauteur de celle-ci ; Pour notre pont on a une culée massive ($h = 6,80m$). La description de cette culée est présentée ci-dessous.

Description : la culée massive est constituée par différents éléments ; mur de front ① ; mur en retour ② ; Mur Garde grève ③ ; dalle de transition ④



2. Etude des éléments de la culée.

2.1. Mur de Front :

Le mur de front est un mur sur lequel s'appuie le tablier et assure le soutènement des terres du remblais d'accès au pont.

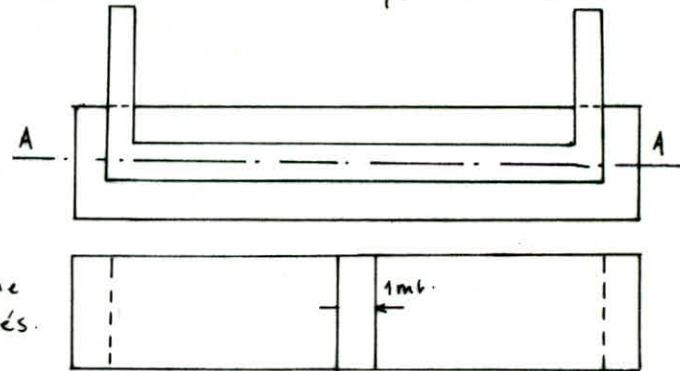
2.1.1. Principe de Calcul (l'étude du mur de front se fera suivant les hypothèses exposés dans le Bulletin SETRA).

En calculant le rapport a/R

si $a/R \geq 2 \Rightarrow$ mur se comporte comme une console (on prend 1ml).

si $a/R < 2 \Rightarrow$ mur se comporte comme une dalle encastree sur 3 cotés.

Pour notre cas : $\frac{a}{R} = \frac{11,50}{5} = 2,3 \geq 2$ donc le mur se comporte comme une console, pour le R_{calcul} on prend 1ml.



2.1.2. Evaluation des Efforts agissant sur le Mur :

pour l'évaluation des Efforts on fera l'étude pour la condition Normale et la condition sismique.

Sollicitation à prendre en compte :

- Actions Verticales : Reactions du Tablier poids propre et surcharge routières
- Actions Horizontales Variations linéaires Freinage ; Seisme et poussée des terres

Condition Normale : la poussée des terres est donnée par $P = \frac{1}{2} k_a \gamma R^2 l$.

$k_a = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$; R : hauteur de Remblais ; l : largeur du remblais ; $\gamma = 2t/m^3$

Condition Sismique : Le coeff de poussée à la base du Mur de front k_{ah} est donné par la formule de MONOBE - OKARBE

Le mur est sollicité en flexion composée; La section d'encastrement est sollicitée par V et M .

$$e_0 = \frac{M}{V} = 127 \text{ cm} > \frac{2h_t}{6} = 22 \text{ cm}$$

Acier $\phi \leq 20 \text{ mm}$. — $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$e_0 = 127 \text{ cm} > \frac{R}{2} = 65 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 2 \bar{\sigma}_{b0} = 276 \text{ kg/cm}^2$$

Nous calculons d'abord la section en flexion simple avec un moment de flexion par rapport au centre de Gravité des armatures tendues.

$$d_b = V e_1$$

$$e_1 = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 187 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } d_b = 60,6 \cdot 187 = 113,32 \text{ tm}$$

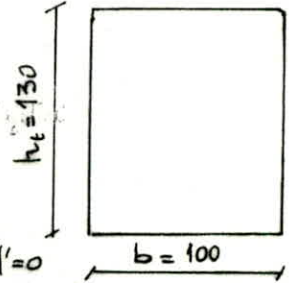
$$\text{Calcul de } M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \alpha \bar{\gamma} b h_t^2 ; \quad \bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,496$$

$$\bar{\gamma} = 1 - \bar{\alpha} = 0,834 \quad \Rightarrow M_{rb} = 964,75 \cdot \text{m} > M_b = 0 \quad A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\gamma} R \bar{\sigma}_a} = \frac{113,32 \cdot 10^5}{0,834 \cdot 130 \cdot 4200} = 24,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section d'acier réelle nécessaire est } A = A_1 - \frac{V}{\bar{\sigma}_a} = 24,89 - \frac{60,6 \cdot 10^3}{4200} = 10,46 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,46 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 \quad (15,7 \text{ cm}^2)$$



Comme le moment peut agir dans les 2 sens nous allons mettre en place des armatures symétriques $A = A' = 5T20$; on prendra un espacement $e = 20 \text{ cm}$.

Armatures Transversales

En condition Normale ou a $H = 20,5 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad b = 100 ; \quad z = \frac{7}{8} R = 113,75 \text{ cm} \quad \Rightarrow \tau_b = 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ou } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Nous prenons un cadre T12 ($A_t = 2,26 \text{ cm}^2$).

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \rho_{at} = \max \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) \rho = 0,97 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 4074 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\tau_b} = 51 \text{ cm} ; \quad \bar{t} = \min \left(0,2 R, (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) R \right) = 26 \text{ cm}$$

Nous mettrons un cadre T12 tous les 10 cm. (ferroillage constructif) de manière à former une cage.

Ferraillage du Sommier d'appui

Les forces agissant sur la partie supérieure du sommier (Mur de front) sont constituées par des descentes de charge localisées R_i . Sous l'action de ces charges il y a risque de fissuration suivant les plans verticaux et obliques.

$$\text{— Armatures de chaînage : } R_{max} = G + 1,2 P = 37,94 + 1,2 \cdot 19,45 = 61,28 \text{ t}$$

On a déjà disposé sur la partie supérieure 10 HA12 espacé de 10 cm ou vérifié si c'est armatures suffisent pour reprendre d'éventuelles fissures dues aux efforts localisés. Ce Armatures peuvent jouer le rôle de chaînage dans le cas ou. $A = 0,25 R_{max} / \bar{\sigma}_a = 5,47 \text{ cm}^2$

L'armature fourée pour le mur 10 HA 12 va suffir pour reprendre l'effort du glissement sur le sommet.

- Armatures de surfaces d'éclatement.

On disposera au droit de chaque appareil d'appui (Bossage) une frette supérieure de surface dont la section totale est capable de reprendre un effort égal à $904 R$; 5712 Adx. suffisent pour équilibrer cet effort en profondeur ; on disposera 4 T12.

2.2 Mur Garde Grève :

Le mur Garde grève est constitué par un voile vertical encastré sur le mur de Front ; en évaluant la poussée de terres sur celui-ci ; il sera soumis à des efforts de flexion importants tendant à son renversement. C'est dans ce critère que se fera l'étude.

2.2.1 Sollicitations

⊗ - On néglige les Effets des forces verticales.

- forces horizontales : poussée des terres, poussée d'une charge locale à l'arrière du Mur et les efforts de freinage

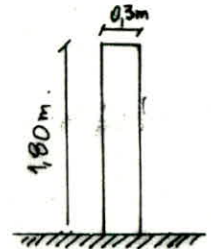
2.2.2 Evaluations des Efforts :

On évaluera les Efforts par rapport à la section d'encastrement.

- poussée des terres : $M_t = \frac{1}{6} k a h \delta \cdot h^3$;
 $k a h = 0,33$; $\delta = 20 \text{ t/m}^2$; $h = 1,80 \text{ m}$.

On trouve : $M_t = 0,642 \text{ t.m/m}$:

Effort tranchant : $T_r = \frac{M_t}{h} = 0,214 \text{ t/m}$.



- poussée des charges locales en arrière du Mur :

pour des hauteurs $0,5 \text{ m} \leq h \leq 3 \text{ m}$; sollicitation dû à la surcharge est la plus défavorable ; 2 roues arrière de deux camions accolés donnent l'effet le plus défavorable les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur Garde Grève ; ces deux charges sont remplacées par une charge uniforme de 12 t reportée sur un rectangle d'impact

Moment d'encastrement : $M_p = 12k \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$
 $0,75+2h$

avec $k = k a h \cdot \delta \cdot b_c \cdot 1,2$ δ : coefficient de majoration dynamique ($\delta=1$)
 le facteur 1,2 coefficient de pondération.

$k = 0,33 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,44$.

On trouve pour $M_p = 2,954 \text{ t.m/m}$.

Effort tranchant à pour expression : $T_p = \frac{12k}{0,75+2h} = 1,214 \text{ t/m}$.

- force de Freinage (Camion Bc).

L'essieu lourd sera en contact avec le Garde Grève. L'essieu bitiré à 1,50m en arrière sera négligé. On ne considérera qu'une seule roue ; la force de freinage est prise égale à 6t.

Moment flechissant : $M_f = 6R \cdot \delta / (0,25 + 2R) \rightarrow 6 \text{ HA } 12$.

$$M \quad MF = 6 \times 1,80 \times 1,2 = 3,366 \text{ t.m/ml.}$$

$$T = \frac{6s}{0,25+2R} = \frac{1,2 \times 6}{0,25+2 \times 1,8} = 1,870 \text{ t/ml.}$$

Donc le moment Total appliqué à la base du Garde greue: M_T

$$M_T = 0,642 + 2,954 + 3,366 = 6,962 \text{ t.m/ml.}$$

Le moment dans le sens opposés sera dû au freinage minoré de la poussée des terres et on pourra l'évaluer quelque soit la hauteur du Mur R : $M' = -3,2 \text{ t.m/ml.}$

223: Ferrailage :

2231 Ferrailage verticale arriere (coté du remblais):

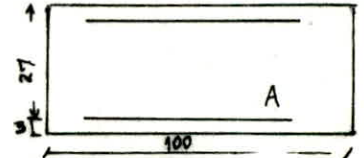
$$M = 6,962 \text{ t.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6,962 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 27^2} = 0,0512 \rightarrow \epsilon = 0,9053$$

$$k = 37,8.$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 74,074 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A_1 = \frac{6,962 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9053 \cdot 27} = 10,17 \text{ cm}^2.$$

On choisira 7T14 (10,78 cm²).



2232 ferrailage verticale avant

$$M = 3,2 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 3,2 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \times 27^2} = 0,0235 \rightarrow \epsilon = 0,9329.$$

$$k = 59,5.$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 47,06 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A = \frac{3,2}{2800 \cdot 0,9329 \cdot 27} = 4,54 \text{ cm}^2$$

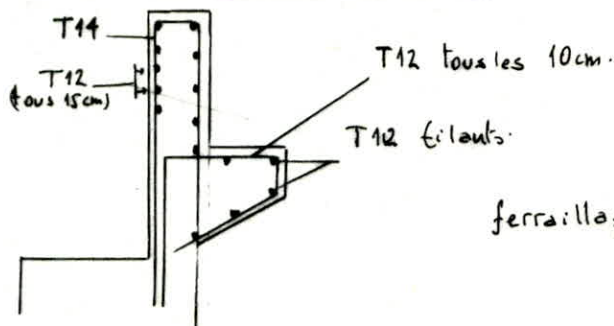
Soit A = 3T14 (4,62 cm²).

2233 Ferrailage Horizontal.

pour 1m $\leq h \leq 2m$ on peut prévoir des T10 ou T12 tous les 15cm.
(on opte pour les T12).

224 Corbeau d'appui

Pour le ferrailage du corbeau d'appui de la dalle de transition, nous adoptons celui donné dans le bulletin SETRA. Il est défini en coupe transversale au schéma ci-dessous :



ferrailage corbeau d'appui; - Garde Greue.

2.3 Mur en retour :

Les Murs en retour sont des murs latéraux ; parallèles à l'axe longitudinale du pont ; ils assurent le soutènement des terres du remblais d'accès au pont leur rôle est de permettre au remblai d'atteindre le Niveau du tablier sur toute la largeur de la plate forme sous que son

pred s'avance le plus souvent au dela du parement anterior du Mur de Front.

231 Sollicitations (SETRA).

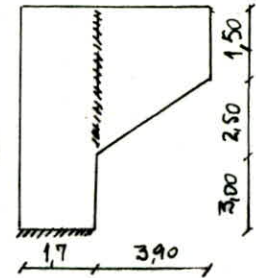
le Mur en retour est soumis aux charges suivantes qui peuvent etre appliquees ensembles.

- poids propre y compris la superstructure. $P_s = 2,5 \cdot \frac{h_e}{2} \cdot e + 0,3 l$ [t]
- pousse'e horizontale repartie (Remblais). $q_r = (\frac{h}{3} + 0,5) \cdot (t/m)$
- Charge concentree vers l'extremite du mur. $F_v = 4t$; $F_H = 2t$

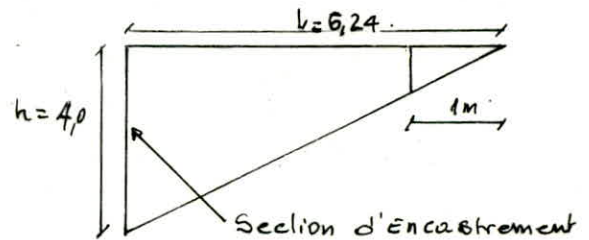
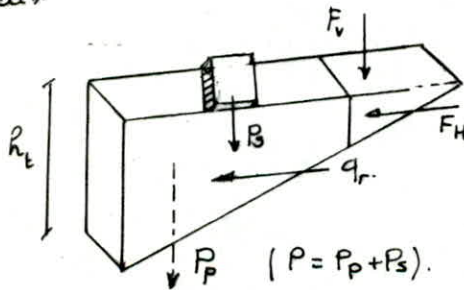
Evaluation des Efforts.

L'evaluation des Efforts se fera par rapport a la section d'encastrement ($e \times h_e = 0,70 \times 4,00$).

Remarque: Les charges concentrees sont appliquees a 1m de l'extremite Theorique du Mur (defini ci-apres) et comprennent un charge verticale et horizontale (F_v, F_H). Les valeurs retenues pour ces charges sont conventionnelles et permettent l'evolution des Efforts.



Les schemas ci-dessous definissent les forces appliquees ainsi que la geometrie du Mur prise en compte pour le calcul.



Effet des Charges Verticales

Les forces verticales exercent a l'encastrement pour l'ensemble du Mur un Effort tranchant T et un moment d'axe Horizontale M_v .

$$T_v = 2,5 \cdot l \cdot \frac{h}{2} \cdot e + 0,3 l + 4 = 27,712 t$$

$$M_v = 2,5 \cdot \frac{l^2}{6} \cdot \frac{h}{2} \cdot e + 0,3 \cdot \frac{l^2}{2} + 4(l-1) = 72,23 t \cdot m$$

Effet des Charges Horizontales:

les forces horizontales agissant normalement au parement du Mur produisant des moments d'axe Verticaux et de Efforts tranchants a l'encastrement du Mur:

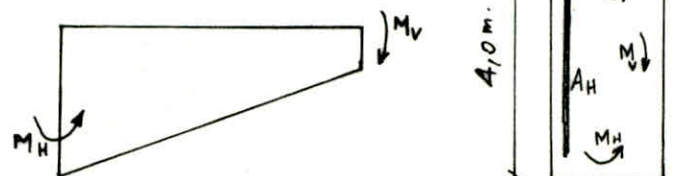
$$\text{Effort tranchant} : T_H = (\frac{h}{3} + 0,5) \cdot \frac{l \cdot h}{2} + 2 = 24,88 t$$

$$\text{Moment} : M_H = (\frac{h}{3} + 0,5) \cdot \frac{l^2 \cdot h}{6} + 2(l-1) = 58,07$$

232 Ferrailage:

$$M_v = 72,23 t \cdot m; \quad M_H = 58,07 t \cdot m$$

$$T_v = 27,23 t; \quad T_H = 24,88 t$$



Calcul de A_H .

$$\mu = \frac{15 \cdot 58,07 \cdot 10^5}{2800 \cdot 400 \cdot 65^2} = 0,0184 \rightarrow \epsilon = 0,9401$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{685} = 4,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A_H = \frac{58,07 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9401 \cdot 65} = 33,94 \cdot \text{cm}^2$$

Soit 11 T20 (34,54 cm²).

Calcul de A_v .

$$\mu = \frac{15 \cdot 72,23 \cdot 10^5}{2800 \cdot 70 \cdot 395^2} = 0,00354 \rightarrow \epsilon = 0,9727$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{168} = 16,7 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A_v = \frac{72,23 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9727 \cdot 395} = 6,71 \text{ cm}^2$$

Soit 3 T20 (9,42 cm²).

Remarque :

Le ferrailage obtenu peut être étendu jusqu'au Mur de Front en choisissant un espacement a adéquat qui sera donc pour notre cas $e = 20 \text{ cm}$.

233. Etude de la section d'encastrement Mur-Semelle.

Pour cette étude on supposera l'oreille totalement indépendante. Le schéma de calcul sera :

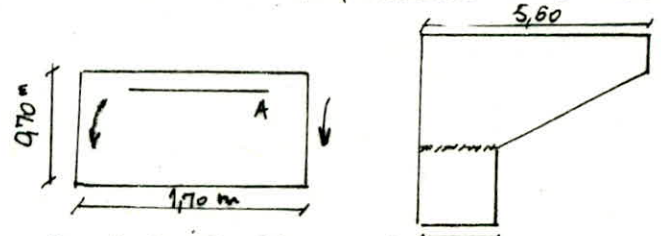
En Condition Normale, e.:

$$\text{Poussée de terres } P = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 4^2 \cdot 0,33 = 5,28 \text{ t/ml.}$$

$$M_p = 7,04 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{Poussée du a la surcharge (1 t/ml). ; } q = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 1 \cdot 0,33 = 0,66 \text{ t/ml}$$

$$M_q = 1,32 \text{ t.m/ml}$$



En Condition Sismique.

$$\text{Poussée des terres } P = 6,9 \text{ t/ml} \rightarrow M_p = 8,53 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{Poussée du a la surcharge (1 t/ml) ; } q = 0,8 \text{ t/ml} \rightarrow M_q = 1,6 \text{ t.m/ml.}$$

Le moment qui agira dans la section considéré aura pour valeur :

$$M_t = (8,53 + 1,6) \cdot 5,60 = 57 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 57 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65^2} = 0,0283 \rightarrow \epsilon = 0,9270 ; k = 53,5 \rightarrow$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 78,50 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A = 22,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit 8 HA 20 (e=15cm)}$$

Verification à l'effort tranchant

$$- T_v = 27,712 \text{ t.} \rightarrow \tau_{bv} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{27,712 \cdot 10^3}{70 \cdot \frac{2}{3} \cdot 680} = 0,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$- T_H = 24,88 \text{ t.} \rightarrow \tau_{bh} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{24,88}{680 \cdot \frac{2}{3} \cdot 65} = 0,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = (\tau_{bv}^2 + \tau_{bh}^2)^{1/2} = 0,92 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 \bar{\sigma}_b = 26,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Les Effort tranchant sont faibles ou disposera un ferrailage constructif minimal soit HA 12 (e = 20 cm).

24. Dalle de transition :

La dalle de Transition est une dalle placée sous la chaussée aux entrées de Pont sa présence a pour but d'éviter le dénivellement qui se produira éventuellement entre la chaussée côté remblais et celle du pont du fait du tassement du remblai

Principe de Calcul (SETRA).

La dalle de transition sera calculée comme étant un poutre appuyée simplement sur 2 extrémités

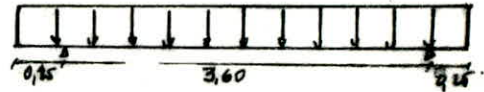
Evaluation des Efforts sur la dalle de transition.

Charges permanentes : poids propre de la dalle $2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$
 poids du remblai $2 \times 1,88 \times 1 \times 1 = 1,88 \text{ t/ml}$
 revêtement de la chaussée $2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$
 $\Rightarrow q = 2,806 \text{ t/ml}$

Surcharge : le système Bc est le plus défavorable

Comme c'est indiqué dans le schéma ci-dessus

le 2 roues P₁ et P₂ sont équivalentes chacune à une charge répartie de 5,5 t/ml assimilable à un rouleau indéfini ; la charge P₁ est affectée d'un coefficient dynamique égal à 2 pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui de la dalle de transition et doit être affecté d'un coefficient de Majoration de 1,2.



$$Bc \quad R = 2 \times 5,5 + 5,5 \frac{3,6 - 1,5}{3,6} = 14,21 \text{ t/ml}$$

$$Bt \quad R = 2 \times 5,5 + 5,5 \cdot 3,6$$

$$R = 2 \times 5,5 + 5,5 \frac{(3,6 - 1,35)}{3,6} = 14,44 \text{ t/ml}$$

Conclusion :

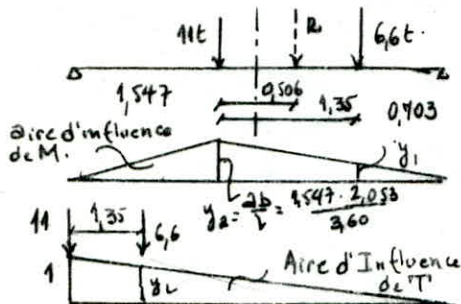
la surcharge Bt donne un Effort plus défavorable que Bc

Evaluation des efforts :

charge permanente $M_0 = q l^2 = 4,55 \text{ t.m/ml}$

$$T_0 = \frac{8}{9} q l = 5,05 \text{ t.m/ml}$$

Surcharges : la disposition la plus défavorable est donnée par le théorème de Barré



$$\text{Effort max } M_s = \sum P_i \cdot y_i$$

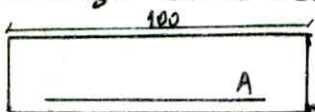
$$M_s = 11 \cdot 0,882 + 6,6 \cdot 0,302 = 11,7 \text{ t.m/ml}$$

$$T_s = 15,125 \text{ t/ml}$$

Effort maximaux : $M = M_0 + M_s = 4,55 + 11,7 = 16,25 \text{ t.m/ml}$

$$T = T_0 + T_s = 5,05 + 15,125 = 20,175 \text{ t/ml}$$

ferraillage de la dalle de transition.



ferroillage de la dalle de transition

On utilise des barres $\phi \leq 20 \text{ mm}$. $\sigma_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_d = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $M = 16,25 \text{ t.m/ml}$; $y = \frac{15 \cdot 16,25 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,1194 \rightarrow \epsilon = 0,8649$; $k = 22$.
 $\rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_d}{k} = 127,3 < \sigma'_b$
 $A = \frac{16,25 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8649 \cdot 27} = 24,85 \text{ cm}^2$. soit 8T20 (25,12 cm²).

Dans l'autre sens nous prenons des armatures de répartition
 $A_r = \frac{A}{4} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$. soit $A_r = 4T16$ (8,04 cm²). espacées de 25 cm.

• Vérification au cisaillement.

On doit vérifier que $\tau = \frac{T}{b z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2$.

$$z = \frac{7}{8} R = \frac{7}{8} 27 = 23,63 \text{ cm.}$$

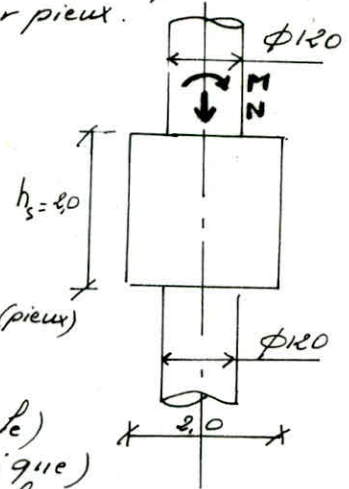
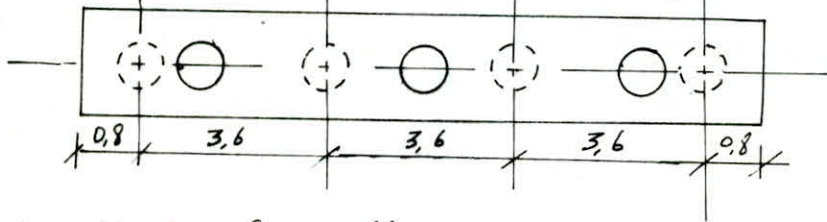
$$b = 100 \text{ cm} \quad T = 20,175 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } \tau = \frac{20,175}{100 \cdot 23,63} = 8,54 \text{ kg/cm}^2 < 8,8 \text{ kg/cm}^2.$$

ETUDE DES FONDATIONS

Il n'a pas été possible d'avoir le rapport de sol, néanmoins on nous a fourni un sondage qui donne les différentes couches; le sol de surface n'ayant pas une bonne portance on utilise des fondations sur pieux.

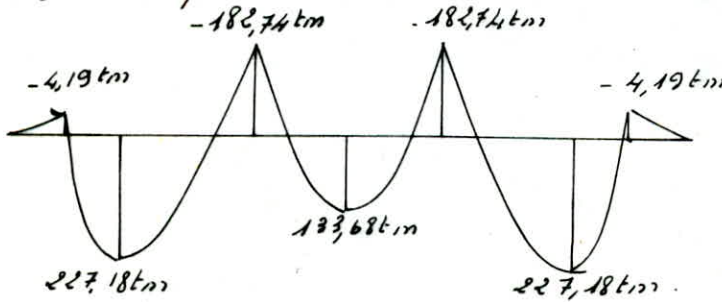
I) Calcul de la semelle de liaison sous pile



- On calculera la semelle comme une poutre sur 4 appuis (pieux)
- charges réparties = poids propre + poids du remblai
 - charges concentrées = effort ramené par chaque fût.
- ⇒ charges concentrées : $Q = 327,28 \text{ t}$ (cond normale)
 $Q = 328,54 \text{ t}$ (cond sismique)
- charges uniformément réparties : $q = 13,108 \text{ t/ml}$

Un seul calcul sera donc suffisant avec $Q = 328 \text{ t}$, on utilisera la méthode des 3 moments, en envisageant successivement les charges unif^{tes} réparties et les charges concentrées.

Le Diagramme final des moments est le suivant :



⇒ $M_{\text{max sur appui}} = 182,74 \text{ tm}$
 $M_{\text{max entravée}} = 227,18 \text{ tm}$

Ferraillage de la semelle :

- Armatures supérieures : $M = 183 \text{ tm}$

$h = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$ $\rho = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0128$ $K = 84$ $E = 0,9495$ } ⇒ $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 33,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$
 avec $\bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 35,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12T20 = 37,69 \text{ cm}^2$

Verification: condition de non fissuration $\bar{\sigma}_1 = 1268,543 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_2 = 1877,530 \text{ kg/cm}^2$

⇒ $\bar{\sigma}_a = 1877,53 \text{ kg/cm}^2$

on calcule la section d'acier avec $\bar{\sigma}_a$ on aura : $\rho = 0,0193$, $K = 67$, $E = 0,9390$

et $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 53,23 \text{ cm}^2$ donc 20T20 $A = 62,82 \text{ cm}^2$

- Armatures inférieures :

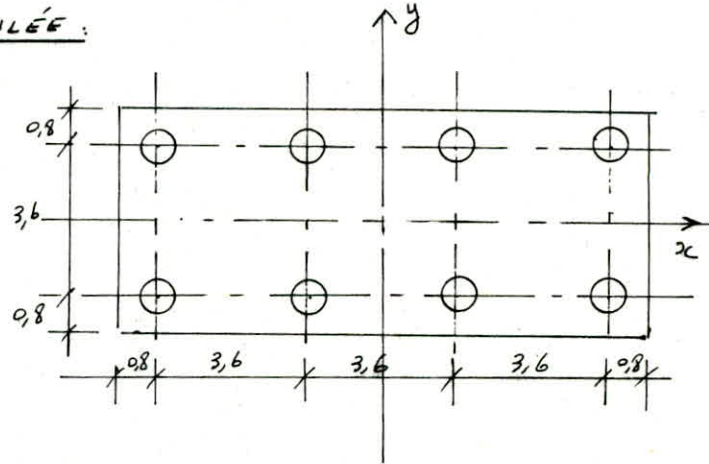
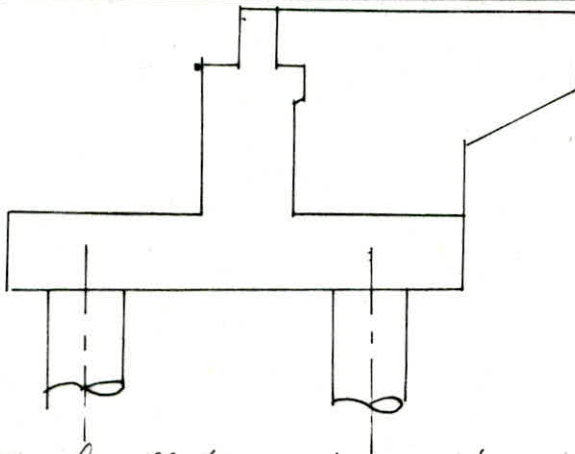
$$\Gamma = 228 \text{ t.m} \quad (\gamma = 0,0161, k = 74, \epsilon = 0,9348) \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 37,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = 44,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow 20 \text{ T}20$$

$$\text{ferraillage: } (\sigma_1 = 1268,54 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 1877,53 \text{ kg/cm}^2) \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1877,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\gamma = 0,0240; k = 59; \epsilon = 0,9324) \Rightarrow A = 66,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 23 \text{ T}20 \quad A = 69,1 \text{ cm}^2$$

II) ETUDE DE LA SEMELLE SOUS CULÉE :



Tous les efforts seront ramenés au C.D.G de la semelle

- Evaluation des efforts sollicitant la culée :

* Poids propre de la culée : : Tous les éléments qui constituent la culée : (semelle, mur en retour, mur frontal, mur garde grève et corbeaux) sont pris en compte, ainsi que les moments qu'ils engendrent et ce dans les deux sens G_x, G_y soit l'exemple de calcul pour la semelle :

- condition normale : - poids propre $V = 322,4 \text{ t}$

- coordonnées C.D.G : $X_{G_s} = 0; Y_{G_s} = 0$

- Moments flechissants : $M_x = V \cdot Y_{G_s} = 0 \quad M_y = V \cdot X_{G_s} = 0$

- Condition sismique : - charges verticales : $V' = E_v \cdot V = 1,07 \times 322,4 = 344,97 \text{ t}$

- charges horizontales : $H = E_h \cdot V = 0,1 \times 322,4 = 32,24 \text{ t}$

cette charge crée un moment flechissant : $M_{x3} = \pm M_{y3} = 32,24 \times \frac{L}{2} = \pm 32,24 \text{ t.m}$

Les moments flechissants sont : $M_y = V' \cdot X_G = 0$; $M_x = V' \pm H \cdot \frac{L}{2} = 0 \pm 32,24 = \pm 32,24 \text{ t.m}$ et ainsi tous les éléments de la culée sont calculés suivant cette démarche.

* Poids des terres sur la semelle :

$V = \gamma \cdot h \cdot L \cdot l$ avec h = hauteur de culée

$M_y = V \cdot x$ L : longueur de la semelle

$M_x = V \cdot y$ l : largeur " "

γ : densité remblai

$$AN: V = 286,96 \text{ t}$$

Condition sismique : $V' = E_v \cdot \gamma_s \cdot L \cdot P \cdot h$

$$H = E_h \cdot V'$$

$$M_y = V' \cdot X_m$$

$$M_x = V \cdot y \pm M_{y3}$$

* Poussée des terres et surcharges sur remblai :

- condition normale : $H = (\frac{1}{2} \gamma h + p) K_{ah} \cdot L \cdot h$

$$M_x = - (\frac{\gamma h}{3} + p) K_{ah} \cdot \frac{L h^2}{2} ; \quad M_y = (p + \frac{\gamma h}{3}) K_{ah} \cdot l \cdot h^2$$

Condition sismique.

Les expressions sont les mêmes, on remplace seulement γ , ρ et K_{ah} par γ_s , ρ_s et K_{ahs} déjà calculés.

* Réaction du tablier excentrée

Ena le convoi $C_D \rightarrow V = 155,61 t$

Tableau Récapitulatif des efforts :

a) Sans séisme :

DESIGNATION	V [t]	H [t]	M_x [tm]	M_y [tm]
Semelle	322,4	0	0	0
Mur en retour droit	39,59	0	95,04	213,79
Mur en retour gauche	39,59	0	-95,04	213,79
Mur frontal	186,9	0	-46,73	0
Mur garde grève	15,53	0	7,77	0
pois des terres	286,68	0	430,03	0
Poussée + surch terre	-	176,78	-426,39	143,54
pois du tablier	303,5	0	0	-75,88
Surch du tablier	155,61	0	-38,90	0
FREINAGE	0	10	-50	0
corbeau	8,18	0	6,79	0
Σ	1357,99	186,78	-117,43	495,24

Les efforts Max en condition normale sont :

$$N = 1358 t$$

$$M_x = 117,43 tm$$

$$M_y = 495,24 tm$$

$$T = 186,78 t$$

b) Avec séisme :

DESIGNATION	V' [t]	H [t]	$M_x (H^{\rightarrow})$ (tm)	$M_x (H^{\leftarrow})$ (tm)	M_y [tm]
Semelle	344,97	32,24	32,24	-32,24	0
Mur en retour D	42,36	3,96	123,07	80,31	228,75
Mur en retour G	42,36	3,96	123,07	-80,31	228,75
Mur frontal	200,0	18,69	134,11	-34,10	0
Mur garde grève	16,62	1,56	20,64	-4,01	0
corbeau	8,75	0,82	13,37	-1,15	0
pois des terres	306,76	28,67	525,12	396,15	0
Poussée + surch terre	-	228,29	0	-517,46	184,68
pois du tablier	324,75	30,35	212,45	-212,45	-81,19
Surcharge tablier	155,61	0	-	-38,90	0
FREINAGE	0	10	0	-50	0
Σ	1442,18	358,54	1184,07	-495,16	560,99

Les efforts Max sont :

$$N = 1442,18 t$$

$$M_{x,max} = 1184,07 tm$$

$$M_{y,max} = 560,99 tm$$

$$T = 358,54 t$$

Contrainte revenant à chaque pieux.

- Caractéristique géométrique de l'ensemble pieux-semelle.
Inertie des pieux: suivant G_x : $I_x = \sum \frac{\pi \phi^4}{64} + \sum S_i \cdot y_i^2$

Suivant G_y : $I_y = \dots + \sum S_i \cdot x_i^2$

En négligeant l'inertie propre des pieux de même section, on aura:

$I_x = S_i \cdot y_i^2$ et $I_y = S_i \cdot x_i^2$

Le système pieux-semelle est sollicité par une flexion composée de vicé la contrainte revenant à chaque pieux est:

$$\epsilon = \frac{N}{\sum S_i} \pm \frac{M_x \cdot x}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot y}{I_y} = \frac{N}{n S_i} \pm \frac{M_x \cdot x}{S_i \sum x_i^2} \pm \frac{M_y \cdot y}{S_i \sum y_i^2}$$

Effort normal par pieux:
$$\begin{cases} F_{max} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \\ F_{min} = \frac{N}{n} - \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} - \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \end{cases}$$

Dans notre cas: $y_1 = y_2 = \pm 1,8m$; $x_1 = -5,4m$; $x_2 = -1,8m$; $x_3 = -1,8m$; $x_4 = 5,4m$
le pieux n° 1 donne les réactions les plus défavorables soit:

1^{er} genre: $N = 1358t$, $M_x = 117,43tm$, $M_y = 495,24tm$
 $\rightarrow F_{max} = 198,54t < \bar{F}$ $F_{min} = 169,75t > 0$
 2^{em} genre: $N = 1442,18t$, $M_x = 1184,07tm$, $M_y = 561tm$
 $\rightarrow F_{max} = 285,97t$ $F_{min} = 74,67t > 0$

Les pieux sont donc bien choisis puisque leur portance (donnée à la société $\bar{F} = 320t$) n'est pas atteinte. Il est à noter que la stabilité de la cuvette est assurée car aucune réaction de traction n'est développée.

FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

La réaction F_{min} donne un moment à l'encastrement.

$M'_{par} = F_{min} (1,7 - 0,8) = 152,78 tm/mf.$

$M_p = \frac{M'_{par}}{h + \phi + 0,2} = 44,93 tm/mf.$

$M_s = 7,23 tm/mf.$

$M_{portot} = M_p + M_s = 7,23 + 44,93 = -37,7tm/mf.$

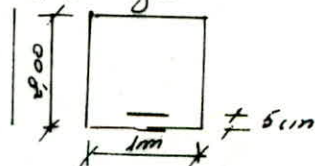
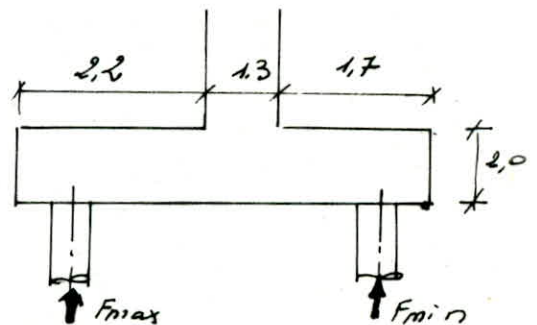
Effort à l'encastrement du poteau avant:

$M_{Pav} = \frac{198,54 (2,2 - 0,8)}{2 + 1,2 + 0,2} - 2 \times 1 + 2,5 \times \frac{2,2^2}{2} = 69,65 tm/mf.$

Effort sur la semelle sous les sollicitations du 2^{em} genre:

poteau arrière $\rightarrow M'_{par} = -16,54tm$

poteau avant $\rightarrow M'_{Pav} = 105,61tm$



FERAILLAGE.

* Armatures supérieures : $M = 37,7 \text{ tm/ml}$ $\gamma = 0,0053 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9669 \\ k = 136 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 7,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T}25/\text{ml} \quad (A = 14,72 \text{ cm}^2)$$

Verification a.t.o. fissuration $\begin{cases} \sigma_1 = 821,2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1662,77 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1662,77 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow \gamma = 0,0089 \Rightarrow \begin{cases} k = 103 \\ \epsilon = 0,9576 \end{cases}$ et $A = 12,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T}25/\text{ml} \quad (A = 19,63 \text{ cm}^2)$

Verification des contraintes

$$\bar{\sigma} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,1006 \quad \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 1028,5 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 10 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

* Armatures inférieures : $M = 69,65 \text{ tm/ml}$ $\gamma = 0,0098 \rightarrow \begin{cases} k = 97,5 \\ \epsilon = 0,9556 \end{cases}$

$$\text{et } A = 13,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T}20/\text{ml} \quad (A = 15,70 \text{ cm}^2)$$

fissuration : $\begin{cases} \sigma_1 = 1085,57 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1859 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1859 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma = 0,0148 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9460 \\ k = 97,5 \end{cases}$ donc $A = 20,31 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ T}20/\text{ml} \quad (A = 24,89 \text{ cm}^2)$

Verification :

$$\bar{\sigma}_a = 1724,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \bar{\sigma}'_b = 22,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

* Armatures dans le sens longitudinal.

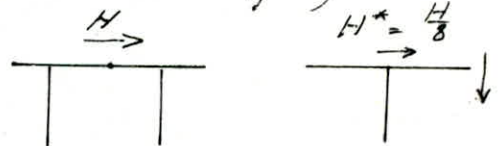
$$A_r = (0,25 \div 0,5) A \Rightarrow 8 \phi 14/\text{ml} \quad A_r = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$c = 12,5 \text{ cm}$$

Calcul des pieux sous culée

L'effort horizontal H ramené au centre de gravité de la fibre inférieure de la semelle va se répartir sur les deux (ou) files de pieux, chaque pieu est soumis en tête à $H^* = \frac{H}{2}$, les pieux étant considérés encastres à la semelle rigide ne subissent pas de rotation en tête ($\varphi = 0$). Le sol développe un moment flechissant.

$$M^* = - \frac{\chi_{\varphi H^*}}{\chi_{\varphi H^*} + \chi_{\omega H^*}} \frac{H^*}{\lambda}$$



le mode de réaction du sol, le genre d'appui en pied du pieu, λ et les coefficients $\chi_{\varphi H^*}$, $\chi_{\omega H^*}$, $\chi_{\omega H^*}$, $\chi_{\omega H^*}$ ont été déterminés dans le chapitre "calcul des rigidités".

le moment flechissant selon la théorie de WIERNER est

$$M(x) = M^* \chi_{\omega H^*}(x) + H^* \chi_{\omega H^*}(x)$$

les coefficients $\chi_{\omega H^*}$ et $\chi_{\omega H^*}$ sont donnés par la table de WERNER en fonction de la profondeur pour le paramètre λ choisit.

APPLICATION:

- Sous les sollicitations du 1^{er} Genre:

$$H = 186,78 \text{ t} \quad H^* = \frac{H}{8} = 23,35 \text{ t}$$

$$\lambda = 3,96 \approx 4$$

les tables donnent: $\chi_{\varphi_{p^*}}(x=0) = 1,26$ $\chi_{\varphi_{p^*}}(x=0) = 1,54$ } voir valeurs des rigidités

Il s'ensuit un moment flechissant de réaction du sol:

$$M^* = - \frac{\chi_{\varphi_{H^*}}(0)}{\chi_{\varphi_{p^*}}(0)} \cdot \frac{H^*}{\lambda} = - \frac{1,26}{1,54} \frac{23,35}{0,264} = - 72,37 \text{ t.m.}$$

et l'expression du moment flechissant le long du pieu:

$$M(x) = 23,35 \chi_{\omega_{H^*}}(x) - 72,37 \chi_{\omega_{M^*}}(x) \quad (\text{t.m.})$$

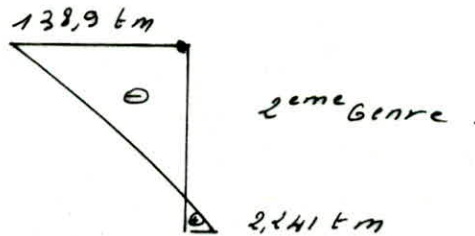
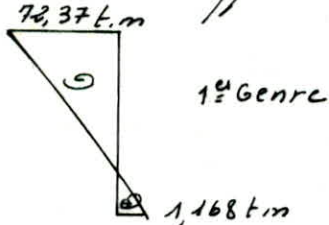
- Sous les sollicitations du 2^{ème} Genre:

$$H' = 358,54 \text{ t} \Rightarrow H^* = 44,82 \text{ t} \quad M^* = -138,9 \text{ t.m.}$$

$$\text{et } M'(x) = 44,82 \chi_{\omega_{H^*}}(x) - 138,90 \chi_{\omega_{M^*}}(x)$$

x	0,1 p	0,2 p	0,3 p	0,4 p	0,5 p	0,6 p	0,7 p	0,8 p
$\chi_{\omega_{H^*}}$	0,4	0,65	0,67	0,58	0,4	0,21	0,1	0,05
$\chi_{\omega_{M^*}}$	0,97	0,83	0,62	0,42	0,22	0,08	0,03	0
Mt flechis 1 ^{er} G	-60,86	-44,89	-29,225	-16,810	-6,581	-0,986	0,164	1,168
Mt flechis 2 ^{er} G	-116,805	-96,154	-56,089	-32,340	-12,630	-1,70	0,315	2,241

Diagramme des efforts:



Ferraillage du Pieu

- Armatures longitudinales

étant la section en tête de pieu qui est la plus sollicitée, elle sera ferraillée sous les efforts du 1^{er} Genre à savoir $F_{\text{min}} = N = 169,75 \text{ t}$ et $M = 72,37 \text{ t.m}$

le ferraillage obtenu sera généralisé aux autres pieux, on procédera évidemment à la vérification dans les conditions extrêmes.

Pour le calcul on utilise les tables de "DAVIDOVICCI" aide mémoire d'un sol.

* Sous sollicitation du 1^{er} Genre:

$$N = 169,75 \text{ t} \quad M = 72,37 \text{ t.m} \quad r = \text{rayon de pieu} = 0,6 \text{ m} \quad d = 6 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,426 > \frac{r}{4} = 0,15 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$k_c = \frac{N \cdot r}{M} = 1,41$$

$$k_a = \frac{M}{r^2 \cdot \sigma_a} = 9,012 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} k_c = 1,41 \\ k_a = 9,012 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \omega \% = 0,05 \\ k = 21,91 \end{array} \right\}$$

le % trouvé est inférieur au pourcentage minimal donné par DTU à savoir $\omega = 0,5\%$

Déjà $A = \frac{\omega \pi r^2}{100} = 56,52 \text{ cm}^2$ soit 12T25 $A = 58,89 \text{ cm}^2$

* vérification aux sollicitations du 2^{ème} genre.

Efforts : $N = F_{\text{min}} = 74,67 \text{ t}$ $M' = 138,9 \text{ tm}$.

$A = 58,89 \text{ cm}^2 \rightarrow \omega\% = 0,521$
 $K_e = \frac{N \cdot r}{M'} = 0,32 \Rightarrow \begin{cases} K_b = 0,4 \\ K = 35,44 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}'_b = \frac{M}{K_b r^3} = 161 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_b \\ \bar{\sigma}_a = K \bar{\sigma}'_b = 5706 \text{ kg/cm}^2 > 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

on recalcule la section avec $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_b = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$K_e = \frac{N \cdot r}{M'} = 0,32 \Rightarrow \begin{cases} \omega\% = 0,69 \\ K = 31,10 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 135 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_b$
 $K_a = \frac{M'}{r^3 \bar{\sigma}_a} = 0,053$

et la section d'acier $A = \frac{\omega \pi r^2}{100} = 78 \text{ cm}^2$ soit 12T32 $A = 90,51 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes.

$K_e = 0,32$ $\omega\% = 0,801$ $\begin{cases} K_b = 0,49 \\ K = 30,16 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}'_b = 131,24 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = K \bar{\sigma}'_b = 3958 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \end{cases}$

Armatures transversales :

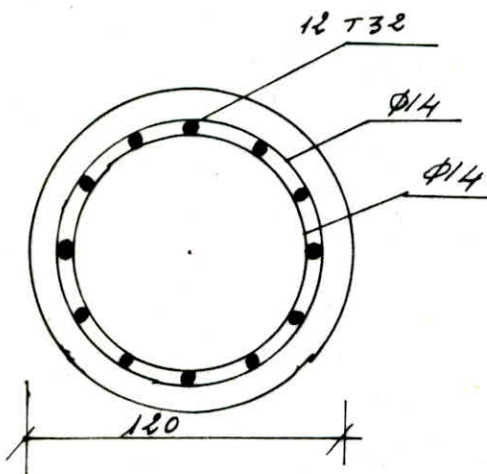
elles sont données en fonction de l'effort tranchant $T = H = 23,25 \text{ t}$

$A_t = \frac{T}{z \bar{\sigma}_{at}}$ avec $z = 0,8 \phi$

$A_t = \frac{23350}{0,8 \cdot 120 \cdot 2800} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Trois faible on adopte :

1 $\phi 14/15 \text{ cm}$ en zone courante
 1 $\phi 14/10 \text{ cm}$ en zone de recouvrement :



BIBLIOGRAPHIE

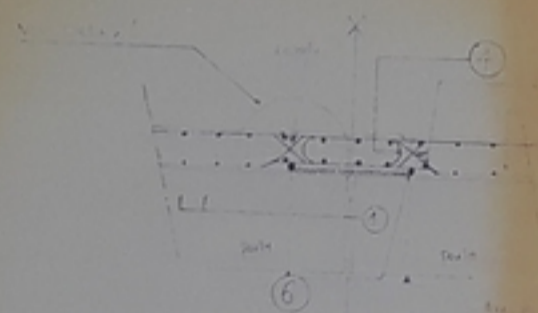
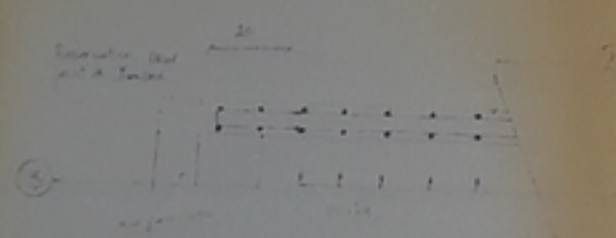
- (1) BARES R ; MASSONNET CR
" Le calcul des grillages de poutres et dalle orthotropes
DUNOD 1966.
- (2) CHARON P
" le calcul et la verification des ouvrages en B.A.
Editions EYROLLES 1981.
- (3) R. LACROIX A FUENTES. ; H THONIER.
" Traité de Béton Armé "
Editions Eyrolles 1982.
- (4) Aide Memoire Béton armé . Edition DUNOD.
- (5) DREUX G.
Pratique du Béton précontraint . Editions Eyrolles ; 1981.
- (6) LACROIX R. FUENTES A.
le Projet du béton précontraint .
Edition Eyrolles ; 1981.
- (7) MINISTERE DES travaux Public.
" Cahier des prescriptions Communes.
- (8) MINISTRE DE TRANSPORT (PARIS).
Instructions provisoire N°1 et N°2. Sur l'emploi du béton précontraint
- (9) Y. GUYON. ;
Béton précontraint . Editions Eyrolles
- (10) M. LORRAIN , G. FONS.
Le Béton Précontraint . Editions du Moniteur
- (11) FASCICULE FREYSSINET INTERNATIONALE
- DIRECTIVE PRATIQUE .
- GAMME K.
- (12) SETRA .
Appui des tabliers ;
- (13) G. ROBINSON. (1957).
" PILÉS ; CULÉES ; CINTRES ;



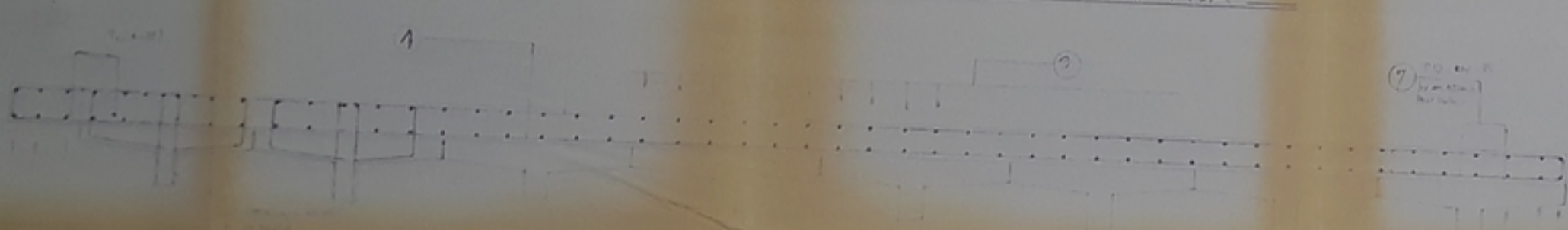
COUPE 1-1

COUPE 2-2

A



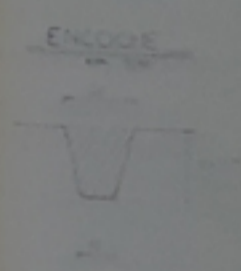
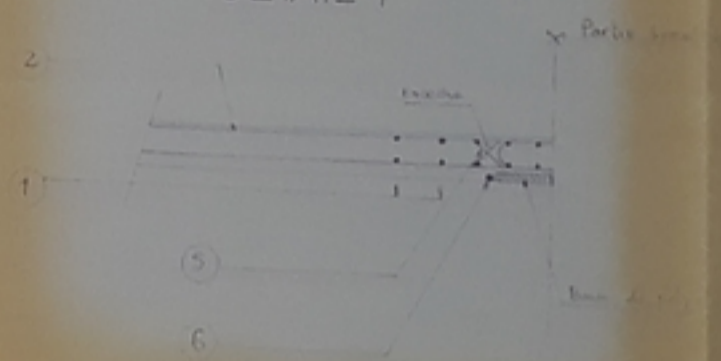
COUPE TRANSVERSALE suivant A-A



Nomenclature des fers

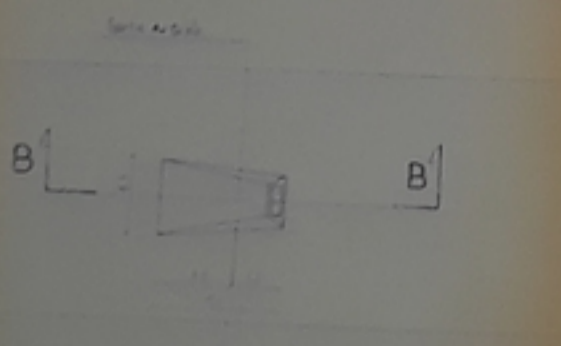
N°	Quantité	Longueur	Surface
1	16	25	
2	16	25	
3	16	25	
4	16	25	
5	16	25	
6	32		
7	16	25	
8	16	25	
9	16	25	
10			
11			
12			

DETAIL 1



PB 037 SG
A

Detail de l'armature dans le mur



COUPE B B

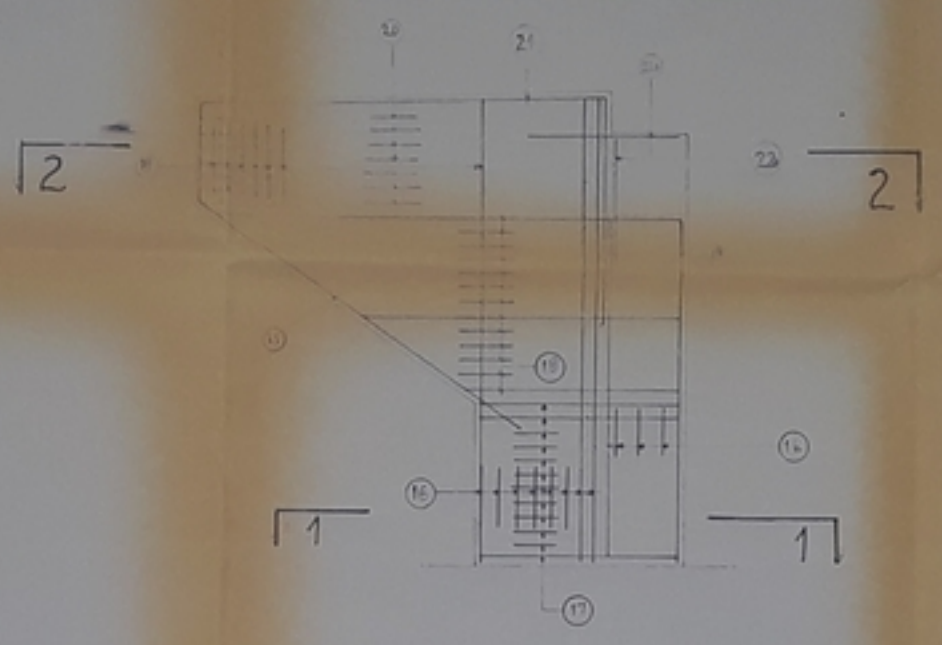
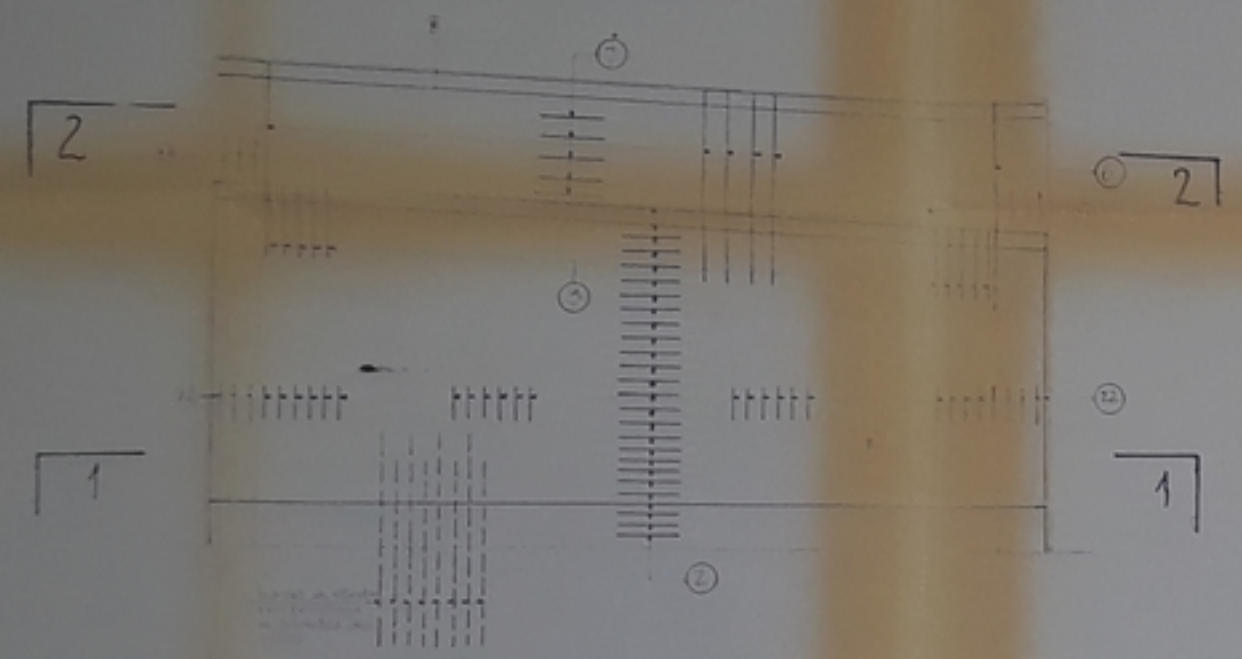


FERRAILLAGE

1.000
P. 1.000
1.000

ELEVATION MUR DE FRONT

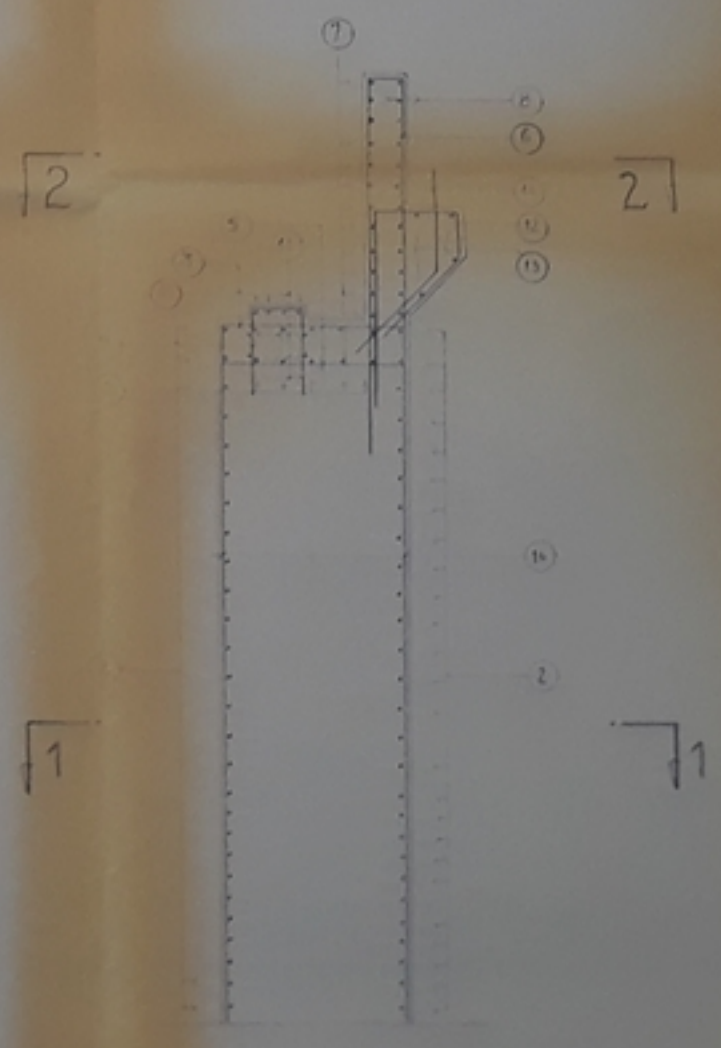
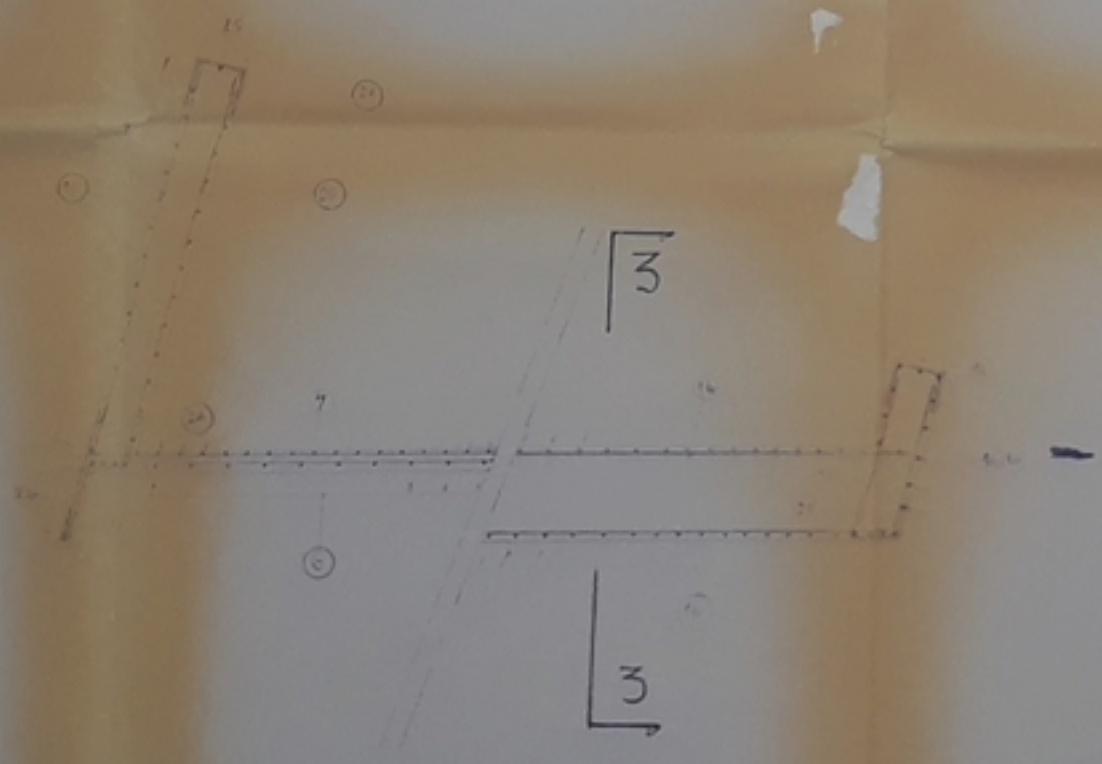
ELEVATION DE L'AILE



DEMIE
COUPE 2-2

DEMIE
COUPE 1-1

COUPE 3-3



Sup	Inf	Long	Section
1	20	20	
2	12	12	
3			
4	10	20	
5			
6	10	10	
7	12	10	
8			
9	12		
10			
11	10	10	
12	12	20	
13	10		
14	10	10	
15			
16	10	10	
17			
18	10	20	
19	10	10	
20	10	10	
21	10	20	
22	10	10	
23	10	10	
24	10	10	
25	10		
26	10	20	
27	10	10	
28			

PB 037 86
-2-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET SOCIALISTE

AUTORITE EDUCATIVE
NATIONALE

HAUTE ETUDE

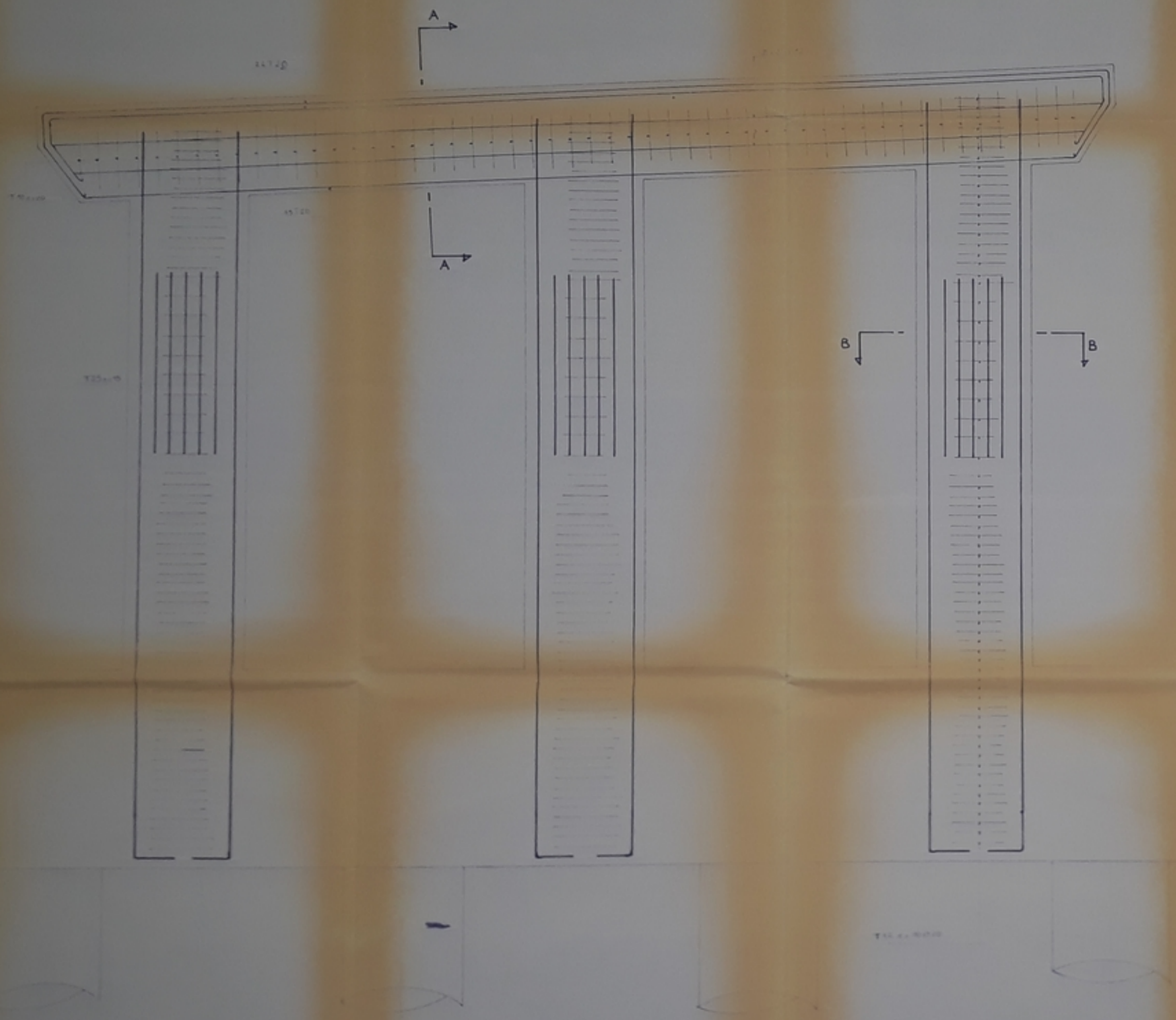
FERRAILLAGE
CULÉES

0A3 3

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ETUDE

ETUDE PAR	PROMOTION	ECHELLE	PROFESSEUR
BY TOLAT AZERGOUS	JANVIER 86		ENROA

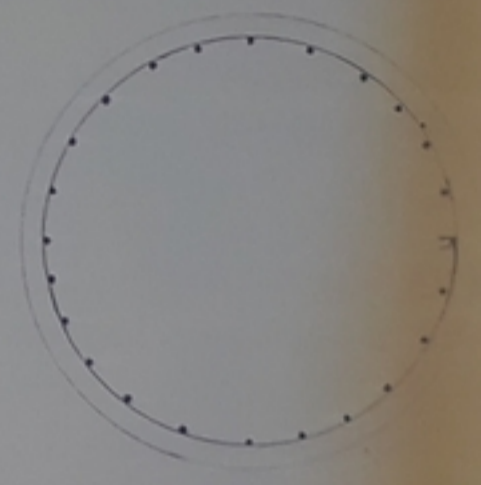
VUE EN ELEVATION Ech 1/20



COUPE A-A Ech 1/20



COUPE B-B Ech 1/20



PB-3786
-3-



PROJET D'EXECUTION
FERRAILLAGE DE LA PILE

QA3.3

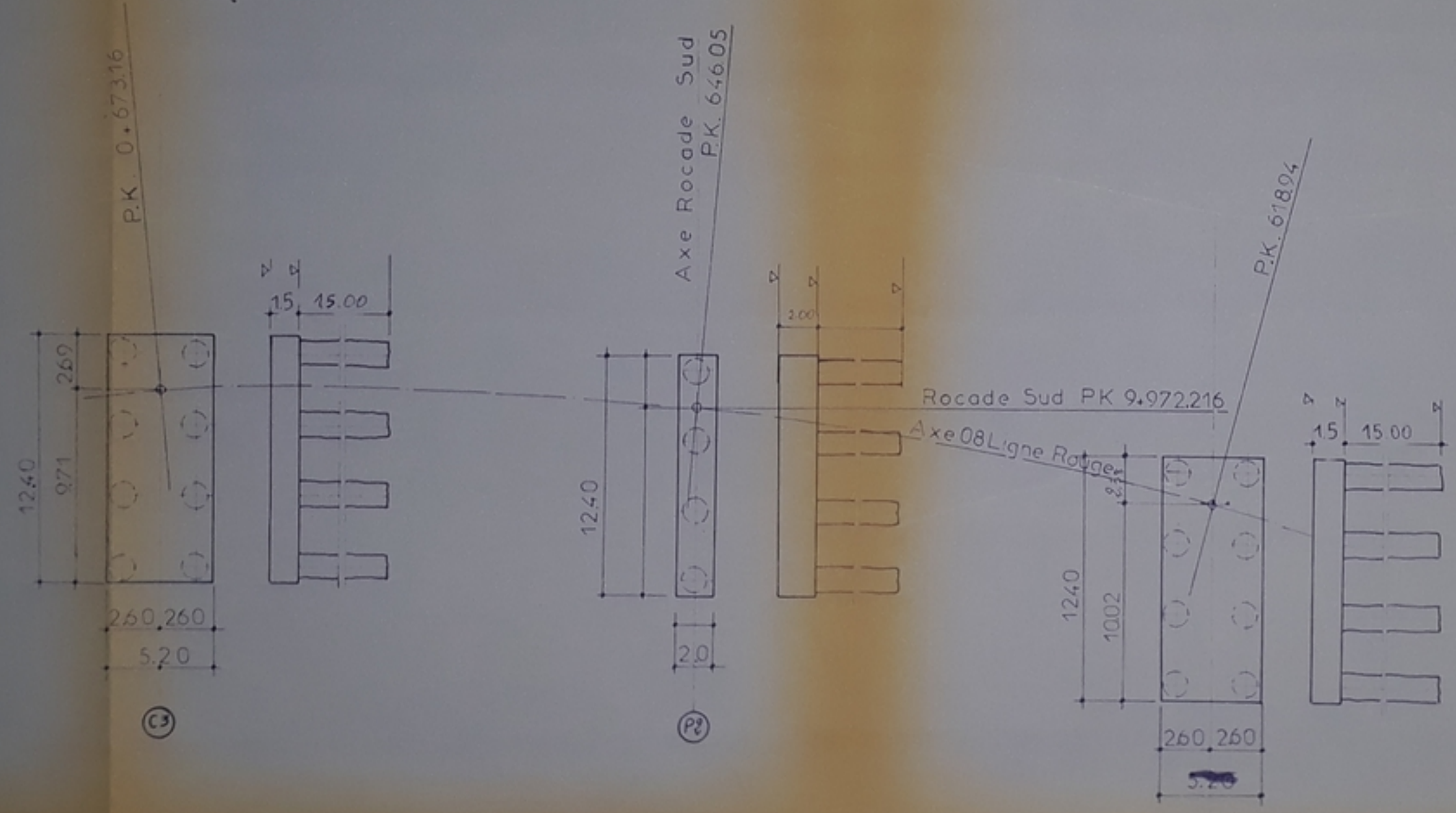
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE LA PILE

de l'Etat, République Algérienne, Algérie

ENROA

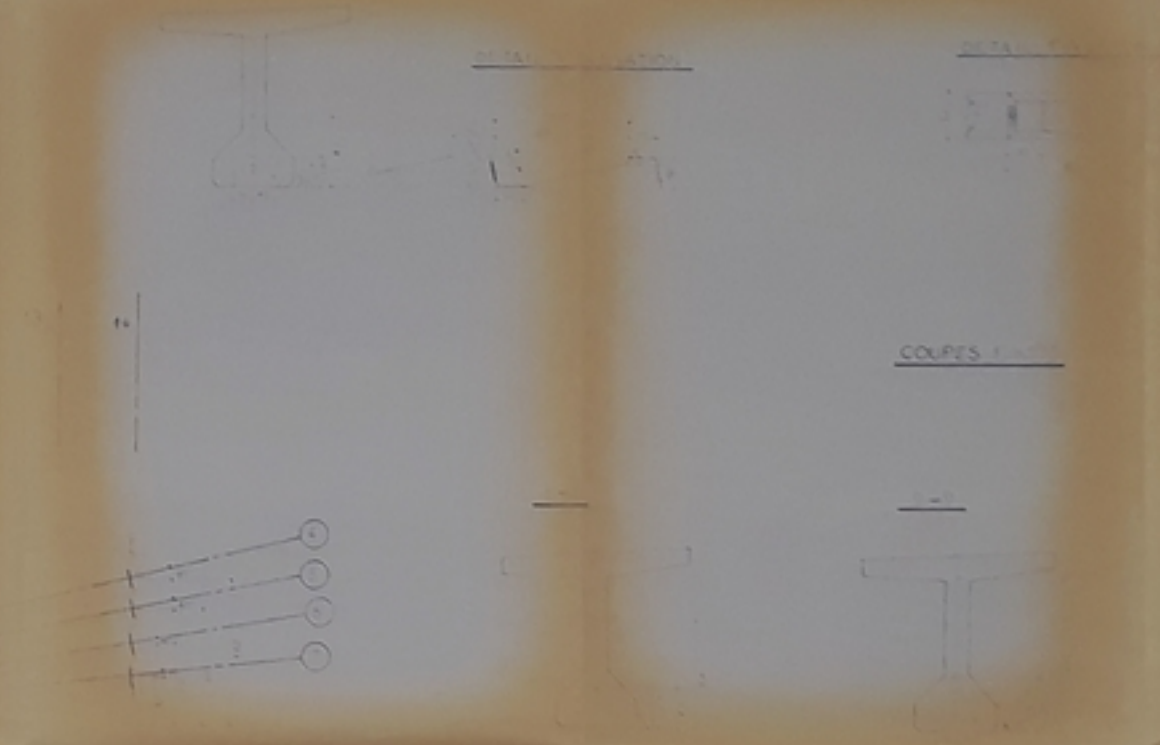
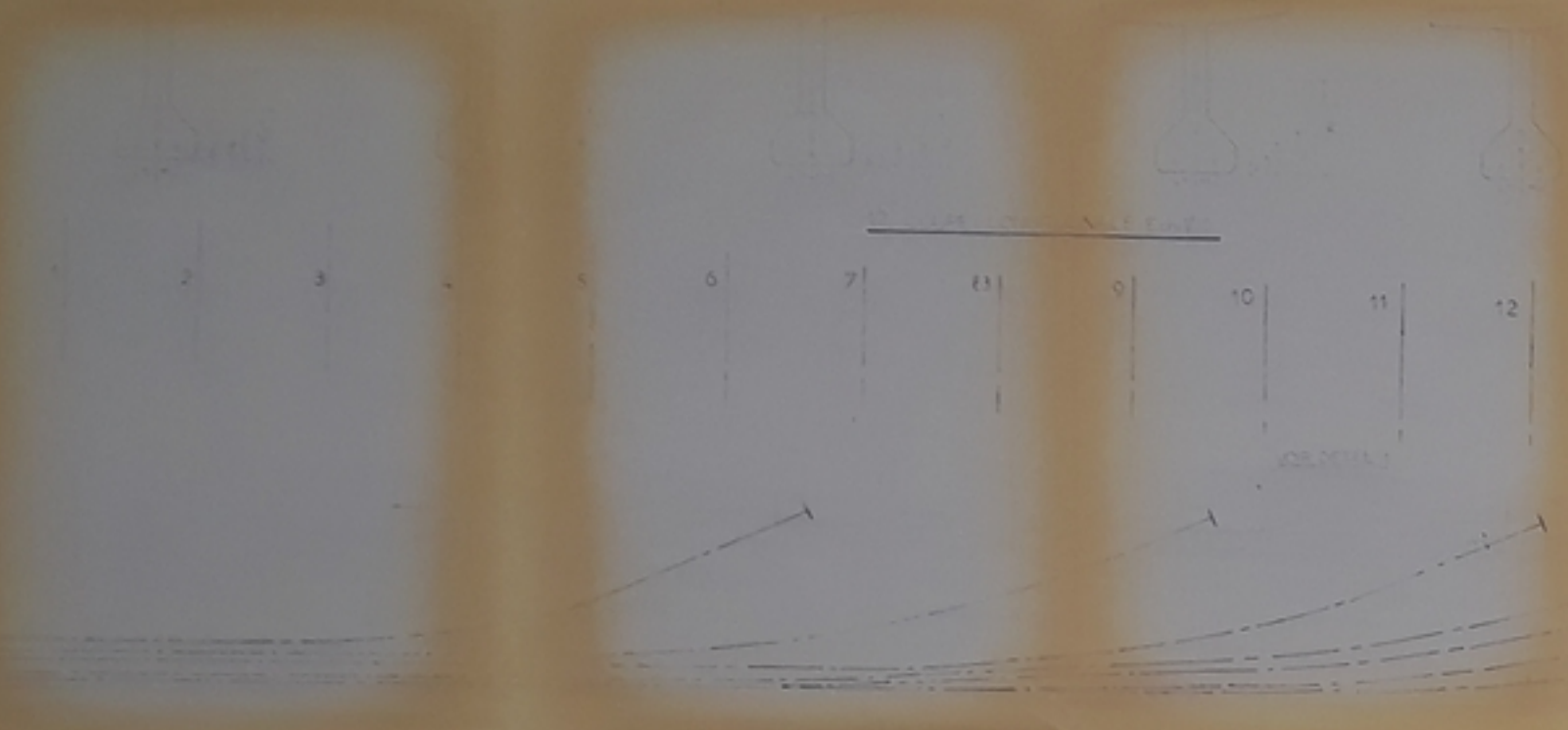
IMPLANTATION DES SEMELLES - Ech 1/200 -



*Cote provisoire



PLAN D'IMPLANTATION
DES SEMELLES



P. 3. 272


 — ROUTE — FABRIQUE —
 @ 2045
 — CARLAGE —

CA 33

L. D. L. NORDAL ROUTE ENRO

	1/10	ENRO

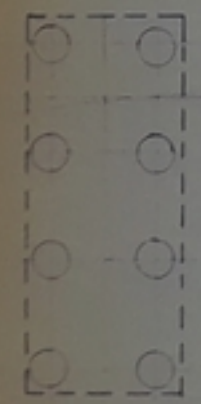
IMPLANTATION DES PIEUX Ech. 1/200

Pk. 0+673.16

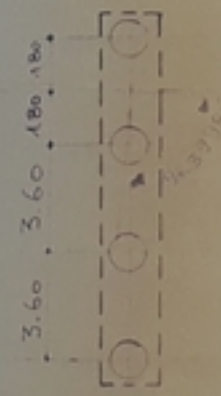
Axe Rocade Sud
P.K. 0+646.05

P.K. 0+678.94

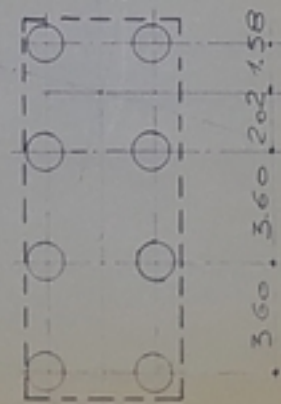
Rocade Sud P.K. 9+972.216
Axe 08 Ligne Rouge



180,180
③



③



180,180
③



AUTOROUTE EST-ROCADE SUD

RADIALE OUED OUCHAIA

PK 9+972,216

PROJET D'EXECUTION

PLAN D IMPLANTATION

DES PIEUX

O.A 3-3

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

ETUDE PAR :	PROMOTION	ECHELLE :	PROPOSE PAR :
AY TOUATI B ZERGOUG	JANVIER 836	1/200	ENROA

-11-
PB03786

